

COMPARACIÓN DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL EN EDIFICACIONES CONTROLADAS SÍSMICAMENTE CON UN AMORTIGUADOR DE MASA SINTONIZADA (TUNED MASS DAMPER)

PEDRO URREGO GÓMEZ

**Trabajo de grado para optar al título de
Ingeniero Civil**

Ph.D. Juan Andrés Oviedo Amézquita



**UNIVERSIDAD EIA
INGENIERÍA CIVIL
ENVIGADO
2018**

CONTENIDO

| | | |
|-------|---|----|
| 1 | PRELIMINARES | 12 |
| 1.1 | Planteamiento del Problema..... | 12 |
| 1.2 | Justificación..... | 15 |
| 1.3 | Objetivos del Proyecto..... | 17 |
| 1.3.1 | Objetivo General..... | 17 |
| 1.3.2 | Objetivos Específicos | 17 |
| 1.4 | Marco de Referencia | 18 |
| 1.5 | Antecedentes..... | 20 |
| 1.6 | Estado del arte metodológico | 20 |
| 1.6.1 | Diseño de estructuras..... | 20 |
| 1.6.2 | Estimación de daños | 25 |
| 2 | DISEÑO METODOLÓGICO..... | 26 |
| 2.1 | Diseño de estructuras y TMD | 26 |
| 2.1.1 | Parámetros sísmicos estructurales | 26 |
| 2.1.2 | Predimensionamiento miembros estructurales | 26 |
| 2.1.3 | Modelación de la estructura en SAP2000 | 26 |
| 2.1.4 | Factor de reducción de fuerzas y capacidad de disipación de energía | 27 |
| 2.1.5 | Diseño TMD..... | 27 |
| 2.2 | Estimación daños | 27 |
| 2.2.1 | Búsqueda registros sísmicos | 27 |
| 2.2.2 | Análisis no lineal y estimación de daños..... | 27 |
| 3 | DISEÑO DE LA EDIFICACIÓN..... | 28 |
| 3.1 | Parámetros sísmicos | 29 |
| 3.2 | Grado de irregularidad..... | 29 |
| 3.3 | Espectros | 30 |
| 3.3.1 | Espectro de diseño – Fuerzas Horizontales..... | 30 |

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

| | | |
|---------|---|----|
| 3.3.2 | Espectro de diseño – Revisión derivas | 31 |
| 3.3.3 | Espectro Umbral de Daño..... | 31 |
| 3.4 | Cargas..... | 32 |
| 3.4.1 | Elementos no estructurales | 32 |
| 3.4.2 | Carga Viva..... | 32 |
| 3.4.3 | Vigas | 32 |
| 3.4.4 | Losas..... | 33 |
| 3.4.5 | Columnas | 33 |
| 3.5 | Periodo estructural..... | 34 |
| 3.6 | Fuerzas sísmicas..... | 35 |
| 3.6.1 | Fuerzas sísmicas de análisis (F_s) | 35 |
| 3.6.2 | Fuerzas sísmicas de diseño (E)..... | 37 |
| 3.7 | Modelo en SAP2000..... | 37 |
| 3.7.1 | Columnas | 37 |
| 3.7.2 | Losas..... | 37 |
| 3.7.3 | Vigas | 38 |
| 3.7.4 | Cargas..... | 39 |
| 3.7.4.1 | Ingreso de las cargas | 39 |
| 3.7.4.2 | Efectos ortogonales y torsión accidental..... | 39 |
| 3.7.4.3 | Combinaciones de carga | 39 |
| 3.8.1 | Requisitos de deriva | 40 |
| 3.8.2 | Umbral de daño | 41 |
| 3.9 | Diseño de los elementos estructurales | 42 |
| 3.9.1 | R=1.0..... | 43 |
| 3.9.2 | R=3.0..... | 45 |
| 3.9.3 | R=5.0..... | 46 |
| 3.9.4 | R=7.0..... | 47 |

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

| | | |
|-------|--|----|
| 3.10 | Resumen cantidades de materiales | 50 |
| 4 | DESEMPEÑO ESTRUCTURAL (CURVA CAPACIDAD-DEMANDA)..... | 51 |
| 4.1 | Método “Capacidad-Espectro” (ATC-40)..... | 51 |
| 4.1.1 | Transformación Curva de Capacidad | 52 |
| 4.1.2 | Transformación Curva de Demanda | 52 |
| 4.2 | Resultados Desempeño estructural | 52 |
| 4.2.1 | R=1..... | 55 |
| 4.2.2 | R=3..... | 56 |
| 4.2.3 | R=5..... | 57 |
| 4.2.4 | R=7..... | 58 |
| 5 | AJUSTE ESPECTRAL DE ACELEROGRAMAS..... | 61 |
| 5.1 | Lista de acelerogramas | 61 |
| 5.2 | Criterios para el ajuste | 62 |
| 5.3 | Acelerogramas ajustados | 63 |
| 6 | TUNED MASS DAMPER (TMD) | 64 |
| 6.1 | Análisis parámetros TMD..... | 64 |
| 6.1.1 | Caso 1 (μ variable) | 65 |
| 6.1.2 | Caso 2 (f variable) | 66 |
| 6.1.3 | Caso 3 (ξ_{TMD} variable)..... | 67 |
| 6.2 | Periodo y amortiguamiento del TMD..... | 68 |
| 6.3 | TMD en SAP2000..... | 69 |
| 7 | ANÁLISIS NO LINEAL TIEMPO-HISTORIA (TIME-HISTORY)..... | 70 |
| 7.1 | Parámetros modelación no lineal tiempo-historia..... | 70 |
| 7.1.1 | Tipo de análisis..... | 70 |
| 7.1.2 | Condiciones iniciales | 71 |
| 7.1.3 | Cargas aplicadas..... | 71 |
| 7.1.4 | Amortiguamiento | 71 |

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

| | | |
|---------|--|----|
| 7.1.5 | Tipo de solución | 72 |
| 8 | RESULTADOS ANÁLISIS NO LINEAL TIEMPO-HISTORIA..... | 73 |
| 8.1 | Índice de daño (ID) | 73 |
| 8.1.1 | Parámetros para calcular el ID | 73 |
| 8.1.1.1 | θ_u (Rotación última) | 73 |
| 8.1.1.2 | M_y (Momento de fluencia) | 73 |
| 8.1.1.3 | β | 73 |
| 8.1.2 | Resultados ID | 74 |
| 8.1.2.1 | ID RSN 1 | 75 |
| 8.1.2.2 | ID RSN 50 | 76 |
| 8.1.2.3 | ID RSN 145 | 77 |
| 8.1.2.4 | ID RSN 150 | 78 |
| 8.1.2.5 | ID RSN 221 | 79 |
| 8.1.2.6 | ID RSN 371 | 80 |
| 8.1.2.7 | ID ArmeniaEW | 81 |
| 8.1.2.8 | ID ArmeniaNS | 82 |
| 8.2 | Aceleraciones de piso..... | 83 |
| 8.2.1 | RSN 1..... | 83 |
| 8.2.2 | RSN 50..... | 85 |
| 8.2.3 | RSN 145..... | 86 |
| 8.2.4 | RSN 150..... | 87 |
| 8.2.5 | RSN 221..... | 88 |
| 8.2.6 | RSN 371..... | 89 |
| 8.2.7 | ArmeniaEW | 90 |
| 8.2.8 | ArmeniaNS | 91 |
| 8.3 | Desplazamiento de Piso | 92 |
| 8.3.1 | RSN 1..... | 92 |
| 8.3.2 | RSN 50..... | 93 |
| 8.3.3 | RSN 145..... | 94 |

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

| | | |
|-------|---|-----|
| 8.3.4 | RSN 150..... | 95 |
| 8.3.5 | RSN 221..... | 96 |
| 8.3.6 | RSN 371..... | 97 |
| 8.3.7 | ArmeniaEW | 98 |
| 8.3.8 | ArmeniaNS | 99 |
| 8.4 | Derivas de Piso | 100 |
| 8.4.1 | RSN 1..... | 100 |
| 8.4.2 | RSN 50..... | 101 |
| 8.4.3 | RSN 145..... | 102 |
| 8.4.4 | RSN 150..... | 103 |
| 8.4.5 | RSN 221..... | 104 |
| 8.4.6 | RSN 371..... | 105 |
| 8.4.7 | ArmeniaEW | 106 |
| 8.4.8 | ArmeniaNS | 107 |
| 9 | PRESENTACIÓN Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS..... | 108 |
| 9.1 | Índice de Daño | 108 |
| 9.2 | Aceleración de Piso | 111 |
| 9.3 | Desplazamiento de Piso | 111 |
| 9.4 | Deriva de Piso | 112 |
| 10 | CONCLUSIONES Y CONSIDERACIONES FINALES..... | 113 |
| 11 | BIBLIOGRAFÍA | 115 |
| 12 | ANEXO 1 – ACELEROGRAMAS | 118 |

| | |
|---|----|
| Gráfico 1 Curva esfuerzo-deformación unitaria del concreto según Scott et al. 1982..... | 22 |
| Gráfico 2 Momento-Rotación e histéresis de un elemento estructural..... | 24 |
| Gráfico 3 Superficie de Interacción (R=1) | 43 |
| Gráfico 4 Superficie de Interacción (R=3) | 45 |
| Gráfico 5 Superficie de Interacción (R=5) | 46 |
| Gráfico 6 Superficie de Interacción (R=7) | 48 |
| Gráfico 7 Método Capacidad-Espectro según ATC-40..... | 51 |
| Gráfico 8 Curvas de capacidad R=1, 3, 5 y 7..... | 53 |
| Gráfico 9 Capacidad-Demanda R=1 | 55 |
| Gráfico 10 Capacidad R=1..... | 55 |
| Gráfico 11 Capacidad-Demanda R=3 | 56 |
| Gráfico 12 Capacidad R=3..... | 56 |
| Gráfico 13 Capacidad-Demanda R=5 | 57 |
| Gráfico 14 Capacidad R=5..... | 57 |
| Gráfico 15 Capacidad-Demanda R=7 | 58 |
| Gráfico 16 Capacidad R=7..... | 58 |
| Gráfico 17 Curvas de Capacidad R=1, 3, 5 y 7 (incluye Desempeño)..... | 59 |
| Gráfico 18 Estados desempeño estructural según FEMA 451B..... | 60 |
| Gráfico 19 Espectros de aceleración (antes del ajuste) | 62 |
| Gráfico 20 Espectros de aceleración (después del ajuste)..... | 63 |
| Gráfico 21 Análisis de sensibilidad Caso 1 (μ variable)..... | 65 |
| Gráfico 22 Análisis de sensibilidad Caso 2 (f variable)..... | 66 |
| Gráfico 23 Análisis de sensibilidad Caso 3 (ξ_{TMD} variable) | 67 |
| Gráfico 24 ID de Piso RSN 1 | 75 |
| Gráfico 25 Variación Porcentual ID de Piso RSN 1 | 75 |
| Gráfico 26 ID de Piso RSN 50 | 76 |
| Gráfico 27 Variación Porcentual ID de Piso RSN 50..... | 76 |
| Gráfico 28 ID de piso RSN 145..... | 77 |
| Gráfico 29 Variación Porcentual ID de Piso RSN 145 | 77 |
| Gráfico 30 ID de Piso RSN 150 | 78 |
| Gráfico 31 Variación Porcentual ID de Piso RSN 150 | 78 |
| Gráfico 32 ID de Piso RSN 221 | 79 |
| Gráfico 33 Variación Porcentual ID de Piso 221 | 79 |
| Gráfico 34 ID de Piso RSN 371 | 80 |
| Gráfico 35 Variación Porcentual ID de Piso RSN 371 | 80 |
| Gráfico 36 ID de Piso ArmeniaEW | 81 |
| Gráfico 37 Variación Porcentual ID de Piso ArmeniaEW | 81 |
| Gráfico 38 ID de Piso ArmeniaNS..... | 82 |
| Gráfico 39 Variación Porcentual ID de Piso ArmeniaNS | 82 |
| Gráfico 40 Aceleración de Piso RSN 1 | 83 |
| Gráfico 41 Variación Porcentual Aceleración de Piso RSN 1 | 84 |
| Gráfico 42 Aceleración de Piso RSN 50..... | 85 |
| Gráfico 43 Variación Porcentual Aceleración de Piso RSN 50 | 85 |
| Gráfico 44 Aceleración de Piso RSN 145..... | 86 |
| Gráfico 45 Variación Porcentual Aceleración de Piso RSN 145 | 86 |
| Gráfico 46 Aceleración de Piso RSN 150..... | 87 |
| Gráfico 47 Variación porcentual Aceleración de Piso RSN 150 | 87 |

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

| | |
|--|-----|
| Gráfico 48 Aceleración de Piso RSN 221..... | 88 |
| Gráfico 49 Variación Porcentual Aceleración de Piso RSN 150 | 88 |
| Gráfico 50 Aceleración de Piso RSN 371..... | 89 |
| Gráfico 51 Variación Porcentual Aceleración de Piso RSN 371 | 89 |
| Gráfico 52 Aceleración de Piso ArmeniaEW | 90 |
| Gráfico 53 Variación Porcentual Aceleración de Piso ArmeniaEW..... | 90 |
| Gráfico 54 Aceleración de Piso ArmeniaNS..... | 91 |
| Gráfico 55 Variación Porcentual Aceleración de Piso ArmeniaNS | 91 |
| Gráfico 56 Desplazamiento de Piso RSN 1 | 92 |
| Gráfico 57 Variación Porcentual Desplazamiento de Piso RSN 1 | 92 |
| Gráfico 58 Desplazamiento de Piso RSN 50..... | 93 |
| Gráfico 59 Variación Porcentual Desplazamiento de Piso RSN 50 | 93 |
| Gráfico 60 Desplazamiento de Piso RSN 145..... | 94 |
| Gráfico 61 Variación Porcentual Desplazamiento de Piso RSN 145 | 94 |
| Gráfico 62 Desplazamiento de Piso RSN 150..... | 95 |
| Gráfico 63 Variación Porcentual Desplazamiento de Piso RSN 150 | 95 |
| Gráfico 64 Desplazamiento de Piso RSN 221 | 96 |
| Gráfico 65 Variación Porcentual Desplazamiento de Piso RSN 221 | 96 |
| Gráfico 66 Desplazamiento de Piso RSN 371 | 97 |
| Gráfico 67 Variación Porcentual Desplazamiento de Piso RSN 371 | 97 |
| Gráfico 68 Desplazamiento de Piso ArmeniaEW | 98 |
| Gráfico 69 Variación Porcentual Desplazamiento de Piso ArmeniaEW..... | 98 |
| Gráfico 70 Desplazamiento de Piso ArmeniaNS..... | 99 |
| Gráfico 71 Variación Porcentual Desplazamiento de Piso ArmeniaNS | 99 |
| Gráfico 72 Deriva de Piso RSN 1 | 100 |
| Gráfico 73 Variación Porcentual Deriva de Piso RSN 1 | 100 |
| Gráfico 74 Deriva de Piso RSN 50..... | 101 |
| Gráfico 75 Variación Porcentual Deriva de Piso RSN 50 | 101 |
| Gráfico 76 Deriva de Piso RSN 145..... | 102 |
| Gráfico 77 Variación Porcentual Deriva de Piso RSN 145 | 102 |
| Gráfico 78 Deriva de Piso RSN 150..... | 103 |
| Gráfico 79 Variación Porcentual Deriva de Piso RSN 150 | 103 |
| Gráfico 80 Deriva de Piso RSN 221 | 104 |
| Gráfico 81 Variación Porcentual Deriva de Piso RSN 221 | 104 |
| Gráfico 82 Deriva de Piso RSN 371 | 105 |
| Gráfico 83 Variación Porcentual Deriva de Piso RSN 371 | 105 |
| Gráfico 84 Deriva de Piso ArmeniaEW | 106 |
| Gráfico 85 Variación Porcentual Deriva de Piso ArmeniaEW..... | 106 |
| Gráfico 86 Deriva de Piso ArmeniaNS | 107 |
| Gráfico 87 Variación Porcentual Deriva de Piso ArmeniaNS..... | 107 |
| Gráfico 88 Promedio de las Variaciones Porcentuales del ID | 109 |

| | |
|--|-----------|
| Tabla 1 Límites para las derivas según el nivel de desempeño (OES; SEAOC, 1995)..... | 16 |
| Tabla 2 Parámetros sísmicos de la edificación en Armania | 26 |
| <i>Tabla 3 Parámetros sísmicos de la edificación</i> | <i>29</i> |
| <i>Tabla 4 Coeficientes de irregularidad.....</i> | <i>29</i> |
| <i>Tabla 5 Cargas estructurales</i> | <i>34</i> |
| <i>Tabla 6 Periodos fundamentales de la edificación</i> | <i>35</i> |
| <i>Tabla 7 Parámetros FHE para verificar derivas.....</i> | <i>35</i> |
| <i>Tabla 8 Verificación Cumplimiento A.5.4.5 – Fuerza horizontal</i> | <i>36</i> |
| <i>Tabla 9 Verificación cumplimiento A.12.4.4 – Fuerza horizontal Umbral de daño</i> | <i>36</i> |
| <i>Tabla 10 Verificación A.5.4.5 - Fuerza horizontal Derivas.....</i> | <i>36</i> |
| Tabla 11 Patrones de carga y valores..... | 39 |
| Tabla 12 Combinaciones básicas de cargas mayoradas (B.2.4)..... | 40 |
| <i>Tabla 13 Derivas a partir del espectro de diseño ($I=1.0$).....</i> | <i>40</i> |
| <i>Tabla 14 Derivas a partir del espectro del Umbral de Daño</i> | <i>41</i> |
| Tabla 15 Refuerzo en las columnas para cada piso ($R=3$)..... | 45 |
| Tabla 16 Refuerzo en las columnas para cada piso ($R=5$)..... | 46 |
| Tabla 17 Refuerzo en las columnas para cada piso ($R=7$)..... | 48 |
| Tabla 18 Cantidades totales de acero de refuerzo..... | 50 |
| Tabla 19 Lista de Acelerogramas para ajustar | 61 |
| Tabla 20 Análisis sensibilidad parámetros TMD..... | 65 |

RESUMEN

Las investigaciones realizadas por los anteriores autores son un punto de partida para realizar una investigación sobre el TMD enfocada al contexto nacional de manera que contribuya a la comprensión de los fenómenos físicos asociados al TMD como el amortiguamiento y la disminución de daños. Las técnicas de control sísmico también traen un beneficio económico en la construcción de las edificaciones y, por lo tanto, con este trabajo se pretende comenzar a fomentar confianza para implementarlas en Colombia. Si esto se logra, se puede pensar en la posterior elaboración de una nueva normativa sismorresistente en la que las investigaciones locales aporten para que se incluyan apartes de diseño por desempeño y sistemas de control de respuesta sísmica.

Se ha investigado sobre el TMD que para cargas sísmicas han mostrado que la gran aplicación del TMD es la disminución de los daños estructurales por encima de la reducción de las deformaciones máximas, debido a que las edificaciones se conciben para que salgan del rango lineal luego de que ocurra el sismo de diseño.

Este trabajo muestra el comportamiento estructural de una estructura de 10 pisos con tres niveles de ductilidad diferentes ($R=3$, $R=5$ y $R=7$) adecuada con un TMD sometida a 8 sismos. El comportamiento estructural se estudió por medio de las variables: índice de daño, desplazamiento de piso y aceleración de piso. Variables como la relación de masa entre la estructura y el TMD, el amortiguamiento del TMD y la relación de frecuencias entre el TMD y la estructura fueron también analizadas mediante una sensibilidad cambiando esos parámetros. El resultado de esta investigación muestra que la efectividad del TMD para mejorar el desempeño estructural es un fenómeno sismo-dependiente.

Palabras clave: Tuned Mass Damper (TMD), Índice de daño, desempeño estructural, aceleraciones de piso, Spectral Matching, NSR-10, funcionalidad continua

ABSTRACT

The research carried out by the previous authors is a starting point to carry out research on the TMD focused on the national context in a way that contributes to the understanding of the physical phenomena associated with TMD such as damping and the reduction of damages. The seismic control techniques also bring an economic benefit in the construction of buildings and, therefore, this work is intended to begin to build confidence to implement them in Colombia. If this is achieved, we can think of the subsequent development of a new seismic-resistant regulation in which local research contributes to include design departures for performance and seismic response control systems.

It has been investigated on the TMD that for seismic loads have shown that the great application of the TMD is the reduction of the structural damages over the reduction of the maximum deformations, because the buildings are conceived so that they leave the linear range after that the design earthquake occurs.

This work shows the structural behavior of a 10-story structure with three different levels of ductility ($R = 3$, $R = 5$ and $R = 7$) with a TMD subjected to 8 earthquakes. The structural behavior was studied by means of the variables: damage index, floor displacement and floor acceleration. Variables such as the mass ratio between the structure and the TMD, the damping of the TMD and the frequency relationship between the TMD and the structure were also analyzed by a sensitivity changing those parameters. The result of this research shows that the effectiveness of TMD to improve structural performance is an earthquake-dependent phenomenon.

Keywords: Tuned Mass Damper (TMD), Damage Index, structural performance, story accelerations, spectral matching, NSR-10, continuum operation

1 Preliminares

1.1 Planteamiento del Problema

De acuerdo con (Oviedo Amézquita & Duque Uribe, 2006) el 85% de los colombianos viven en zonas de amenaza sísmica intermedia o alta debido a la zona de convergencia entre bordes de placas tectónicas.

Debajo del territorio nacional concurren dos bordes de placa que representan la interacción entre las placas suramericana, Nazca y del Caribe. La zona de subducción entre las dos primeras es un borde de placa que pertenece al Cinturón de Fuego del Pacífico, zona activa sísmicamente en donde se han registrado el 90% de los sismos en el planeta (U.S. Geological Survey, 2016).

En Colombia constantemente se registran sismos, algunos de ellos de gran magnitud e intensidad, como lo fueron los de:

- Tumaco (1979; 7,9 escala Richter; 259 muertos)
- Páez (1994; 6,4 escala Richter; 556 muertos)
- Eje Cafetero (1999; 6,2 escala Richter; 1230 muertos)

Esto ha motivado al gobierno y a los ingenieros del país a controlar la vulnerabilidad de las edificaciones en Colombia, ya que “la amenaza sísmica no constituye un riesgo si no es acompañada por edificaciones vulnerables” (Oviedo Amézquita & Duque Uribe, 2006).

En 1994 fue inaugurada la Red Sismológica Nacional de Colombia, con el fin de investigar sobre la sismología en el país y alertar oportunamente a la comunidad sobre la ocurrencia de un sismo (Red sismológica Nacional de Colombia, 1993). En 1984 se publicó el primer código colombiano sobre construcción sismorresistente basado en estudios que se publicaron en Estados Unidos acerca de los requisitos de diseño en edificaciones sometidas a cargas laterales (Sarria, García, & González Pinzón, 2014). La NSR-84 ha tenido dos actualizaciones y actualmente las edificaciones en Colombia tienen que cumplir con lo exigido por la NSR-10, aprobada en el año 2010 y cuyo objeto es “Reducir a un mínimo el riesgo de la pérdida de vidas humanas, y defender en lo posible el patrimonio del Estado y de los ciudadanos” (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2010). De manera implícita el código busca reducir los daños estructurales severos, ya que estos son los que causan pérdida de vidas humanas y del patrimonio de los ciudadanos.

La normativa colombiana presenta un mapa de amenaza sísmica, en donde se muestran cuáles son las zonas de mayor y menor probabilidad de ocurrencia de un sismo y su magnitud y, de acuerdo a la zona de amenaza (alta, intermedia, baja) se deben diseñar edificaciones que cumplan con requisitos de resistencia, ductilidad y una capacidad de disipación de energía.

Desde hace algunas décadas, algunos países con actividad sísmica como Estados Unidos, Japón y México, entre otros, han investigado diferentes alternativas de protección sísmica en sus edificaciones, que trabajan según distintos fenómenos físicos. Algunos de estos son [La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.](#)

el aislamiento sísmico, la disipación de energía o los efectos de masa adicional (TMD). Como producto de sus investigaciones, algunos de estos países han desarrollado y actualizado sus propias normativas sobre el diseño sismorresistente, como lo son el FEMA 450 y el IBC del 2006 en Estados Unidos (Oviedo Amézquita & Duque Uribe, 2009).

En Colombia, la NSR-10 únicamente remite a las normativas estadounidenses para utilizar sistemas de protección como el aislamiento sísmico o los elementos disipadores de energía (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2010). Además, como lo mostraron Oviedo Amézquita y Duque Uribe (Oviedo Amézquita & Duque Uribe, 2009) la mayoría de firmas colombianas que diseñan un gran porcentaje de las estructuras en Colombia no habían considerado las técnicas de control de respuesta sísmica en sus edificaciones como alternativas de diseño. De su encuesta solamente 2 ingenieros de 14 afirmaron trabajar con mecanismos de respuesta sísmica y uno de ellos trabaja en el exterior.

Con el uso de técnicas de control sísmico se busca limitar las deformaciones y disminuir los daños estructurales después de un evento sísmico. Esto permite reducir los costos de reparación y, eventualmente, disminuir el lucro cesante en estructuras importantes para que puedan ser ocupadas inmediatamente luego de la ocurrencia de un evento sísmico. Un ejemplo para lograr este objetivo es implementando dispositivos TMD.

Un TMD consiste en una masa que se le adiciona a la edificación en la parte superior, la cual se sincroniza para que oscile con la misma frecuencia fundamental de vibración de la edificación. El TMD hace las veces de péndulo soportado por la estructura y si ambos tienen la misma frecuencia, la masa adicional oscila en desfase con relación a la edificación, por lo tanto, se atenúan rápidamente las vibraciones causadas por una excitación externa y se pueden llegar a reducir los valores máximos de deformación que alcanza la edificación. Este fenómeno ha sido estudiado internacionalmente y se ha elegido como solución frente a los efectos que producen las cargas de viento en edificios de gran altura como la torre Landmark en Yokohama, el Citigroup Center en Nueva York y el Taipei 101 en Taipei. La efectividad de un TMD para mejorar la respuesta de las edificaciones frente a los sismos lo han estudiado algunos autores en función de la disminución de desplazamientos y principalmente de la reducción de daños estructurales.

Ilustración 1 Esquema del TMD en el edificio Taipei 101 (Amusing Planet, 2014).

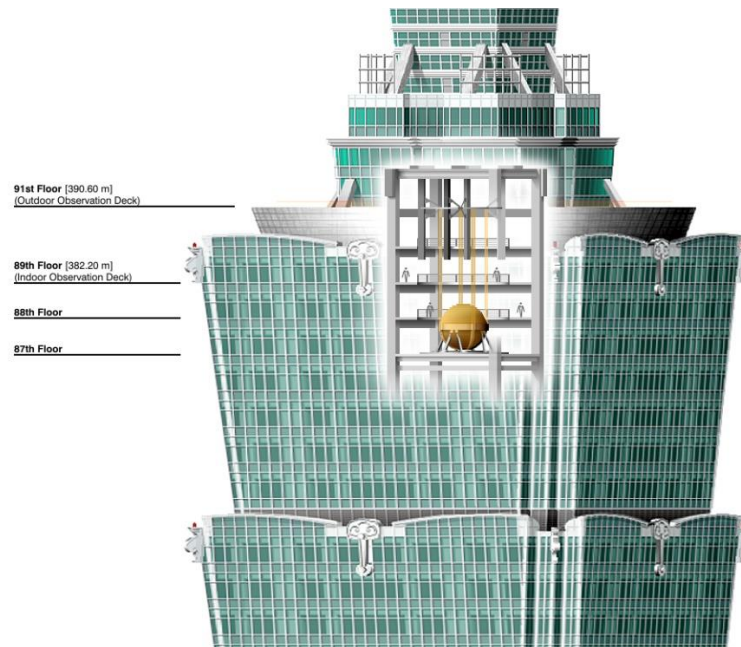
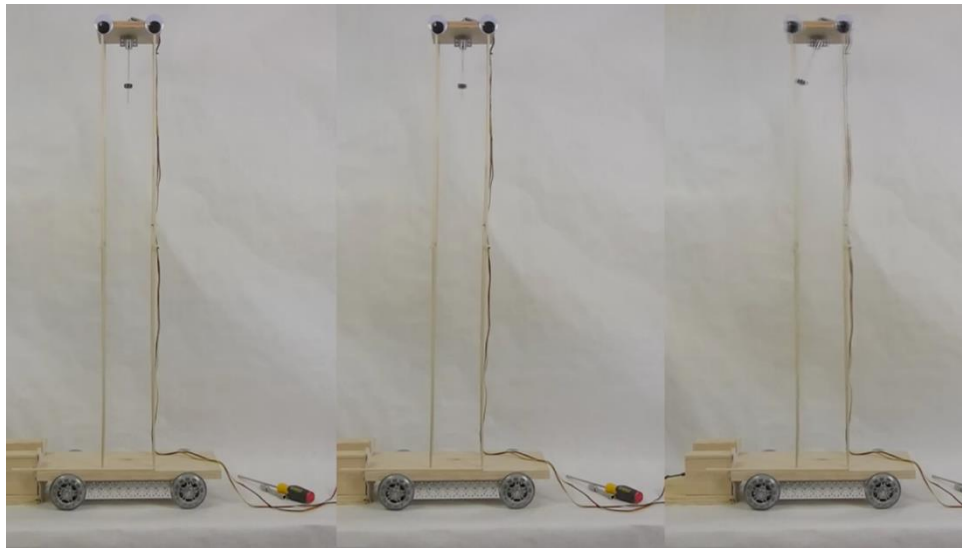


Ilustración 2 Ejemplo de una estructura equipada con un TMD en la parte superior. (Practical Engineering, 2016)



Mediante esta investigación se busca entender mejor el comportamiento sísmico de las edificaciones cuando se equipan con un TMD. Se evaluará la respuesta (en el estado lineal y no lineal) de una estructura (un hospital de 10 pisos en Armenia) para diferentes niveles de ductilidad ($R=1, 3$ y 5) a partir de su índice de daño luego de someterla a excitaciones sísmicas por medio de registros de acelerogramas registrados y estos resultados se compararán con el comportamiento de una estructura sin TMD.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

1.2 Justificación

Las investigaciones que se han llevado a cabo sobre el TMD para cargas sísmicas han mostrado que la gran aplicación del TMD es la disminución de los daños estructurales por encima de la reducción de las deformaciones máximas, debido a que las edificaciones se conciben para que salgan del rango lineal luego de que ocurra el sismo de diseño.

Tuan y Shang (Tuan & Shang, 2014) estudiaron el comportamiento del Taipei 101 (101 pisos) equipado con un TMD a partir de las vibraciones inducidas cuando se sometía a cargas sísmicas y de viento y lo compararon cuando la edificación no tenía el TMD. Para el caso de cargas sísmicas ellos encontraron que se reducían las aceleraciones en un 13%.

Pinkaew, Lukkunaprasit, & Chatupote (Pinkaew, Lukkunaprasit, & Chatupote, 2003) compararon la respuesta de un edificio de 20 pisos (con y sin TMD) y encontraron reducciones en los índices de daño entre el 30% y el 40% mientras que las reducciones en los desplazamientos horizontales eran muy bajas llegando incluso a ser negativas, indicando que la estructura con el TMD se deformó más que el caso sin TMD.

Wong (Wong, 2008) encontró que el TMD contribuye a que se redistribuya la energía que el sismo le transmite a la estructura, transmitiendo un mayor porcentaje a los pisos superiores. De esta manera se logra que los pisos inferiores sufran daños entre 40% y 60% menores, lo que significa que el índice de daño en la estructura también va a ser menor. Para que esto suceda, el autor menciona que la edificación debe responder principalmente dentro del rango elástico ya que, de lo contrario, cuando se formen todas las rótulas plásticas, estas recibirán toda la energía y no el TMD, anulando el efecto del amortiguamiento de la masa sincronizada.

(Pinkaew, Lukkunaprasit, & Chatupote, 2003), y (Wong, 2008) abordan el tema teniendo en cuenta el comportamiento lineal y no lineal de las estructuras que modelaron. Ambas investigaciones coinciden en que medir los daños estructurales son un indicador significativo para cuantificar la eficiencia del TMD y esta concepción del desempeño estructural coincide con el objeto de la norma sismorresistente colombiana mencionado anteriormente, el cual es “Reducir a un mínimo el riesgo de la pérdida de vidas humanas, y defender en lo posible el patrimonio del Estado y de los ciudadanos” (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2010).

La NSR-10 está basada en el tradicional método de fuerzas (década de los 60). A partir de la década de los 90 los libros de diseño estructural comenzaron a considerar los desplazamientos y la capacidad de ductilidad de las estructuras para el diseño sismorresistente con el objetivo de concebir edificaciones que se comporten basadas en un desempeño deseado, a esto se le llamó el “Diseño por desempeño” (Performance-based seismic design) (Priestley, Calvi, & Kowalsky, 2007). Como consecuencia de esta actualización en diseño sismorresistente, la Asociación de Ingenieros Estructurales de California (SEAOC) presentó en conjunto con la Oficina de California para Servicios de Emergencia (OES) un documento llamado “Vision 2000”.

Este fue un primer intento para actualizar los códigos de diseño sismorresistente adecuándolos al diseño por desempeño. El criterio de desempeño está orientado al estado

[La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.](#)

post-sismo de la edificación (completamente operacional, operacional, protección de la vida, cerca al colapso). Este documento muestra también una tabla con las derivas máximas permitidas para lograr un nivel de desempeño específico presentada a continuación (OES; SEAOC, 1995).

Tabla 1 Límites para las derivas según el nivel de desempeño (OES; SEAOC, 1995)

| | Permissible Maximum Drift, % |
|--------------------------|-------------------------------------|
| Fully Operational | 0.2 |
| Operational | 0.5 |
| Life Safe | 1.5 |
| Near Collapse | 2.5 |

Por lo tanto, por medio de esta investigación también se busca evaluar si los criterios de diseño de la NSR-10 son suficientes para no sobrepasar los límites del umbral de daño indicado en el código (A.12.1.1) y de esta manera garantizar la ocupación inmediata de las estructuras indispensables (grupo IV). Por medio de los análisis no lineales se busca encontrar cuál es el daño estructural y revisar: en cuál categoría de desempeño se puede ubicar y cuál es la ventaja cuando se usa un TMD.

La norma de diseño sismorresistente actual en Colombia introduce el factor de reducción de fuerzas R para considerar el comportamiento no lineal de la estructura (ductilidad). Sin embargo, este es un valor absoluto que el código presenta en una tabla y no exige verificarlo. (Wong, 2008) indica que para que el TMD sea efectivo la estructura debe comportarse principalmente en el rango elástico, por lo tanto, debe tener un R bajo. Según las investigaciones de referencia el valor del R es importante, por lo tanto, será calculado en la edificación trabajada a lo largo de esta investigación.

Las investigaciones realizadas por los anteriores autores son un punto de partida para realizar una investigación sobre el TMD enfocada al contexto nacional de manera que contribuya a la comprensión de los fenómenos físicos asociados al TMD como el amortiguamiento y la disminución de daños. Las técnicas de control sísmico también traen un beneficio económico en la construcción de las edificaciones y, por lo tanto, con este trabajo se pretende comenzar a fomentar confianza para implementarlas en Colombia. Si esto se logra, se puede pensar en la posterior elaboración de una nueva normativa sismorresistente en la que las investigaciones locales aporten para que se incluyan apartes de diseño por desempeño y sistemas de control de respuesta sísmica.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

1.3 Objetivos del Proyecto

1.3.1 Objetivo General

Comparar el comportamiento sísmico de edificaciones equipadas con TMD frente a una edificación convencional, ubicadas en una zona de amenaza sísmica alta, a partir del daño que estas sufren luego de un evento sísmico, con el caso de estudio de un hospital en Armenia.

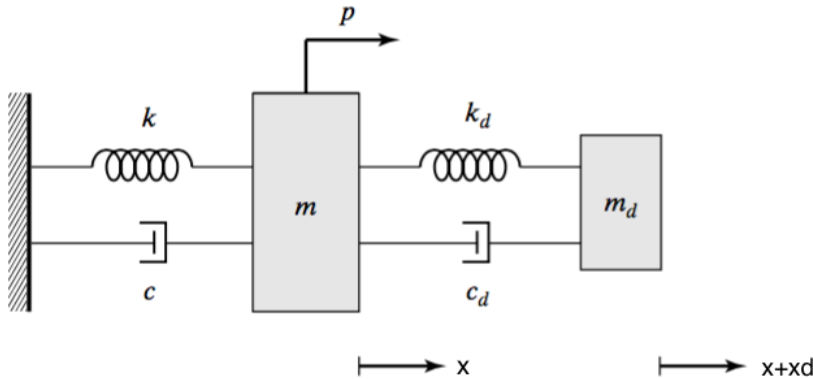
1.3.2 Objetivos Específicos

- Diseñar una estructura convencional (Estructura 0) y tres con TMD (R igual a 1, 3 y 5).
- Calcular los valores óptimos del periodo del TMD y su relación de masa con respecto a la estructura.
- Estimar los daños causados por el sismo en las 4 estructuras según el índice de Park y Ang.
- Comparar los niveles de daño entre las estructuras con TMD y la estructura convencional.

1.4 Marco de Referencia

En la primera sección se mencionó que un TMD es una masa que se le adiciona a la estructura original y absorbe sus vibraciones para que la estructura atenúe sus deformaciones con mayor rapidez. Este fenómeno, en su mayor simplificación, se representa mediante el siguiente sistema, el cual tiene una masa para la estructura y otra para el TMD:

Figura 1 Sistema Estructura con TMD



Matemáticamente, el movimiento (x , x_d) de ambas masas (siendo m la estructura y m_d el TMD) se representa mediante un sistema de dos ecuaciones diferenciales, según la dinámica de múltiples grados de libertad (MDOF). El sistema, expresado matricialmente es el siguiente:

$$[M][\ddot{\vec{x}}] + [C][\dot{\vec{x}}] + [K][\vec{x}] = [\vec{F}]$$

Y según la Figura 1, los vectores y matrices tienen los siguientes coeficientes:

$$\begin{bmatrix} m & 0 \\ 0 & m_d \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{x} \\ \ddot{x}_d \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} c + c_d & -c_d \\ -c_d & c_d \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{x} \\ \dot{x}_d \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} k + k_d & -k_d \\ -k_d & k_d \end{bmatrix} \begin{bmatrix} x \\ x_d \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} p(t) \\ 0 \end{bmatrix}$$

Este sistema se puede resolver desacoplando las ecuaciones por medio del análisis modal o de manera directa utilizando métodos numéricos como el método de Newmark. En esta investigación se utilizará este método para tener un mejor acercamiento al comportamiento dinámico de la edificación con TMD y verificar los resultados de la simulación con un programa comercial (SAP2000).

El método de integración directa de Newmark, presentado en la Ilustración 3, también se usará para resolver la ecuación de dinámica y verificar el comportamiento de la edificación con TMD y para realizar algunos análisis de sensibilidad.

Ilustración 3 Método de Newmark para sistemas lineales (Chopra, 2016)

- 1.0 Initial calculations**
- 1.1 $(q_n)_0 = \frac{\phi_n^T \mathbf{m} \mathbf{u}_0}{\phi_n^T \mathbf{m} \phi_n}$, $(\dot{q}_n)_0 = \frac{\phi_n^T \mathbf{m} \dot{\mathbf{u}}_0}{\phi_n^T \mathbf{m} \phi_n}$.
- $\mathbf{q}_0^T = \langle (q_1)_0, \dots, (q_J)_0 \rangle$ $\dot{\mathbf{q}}_0^T = \langle (\dot{q}_1)_0, \dots, (\dot{q}_J)_0 \rangle$
- 1.2 $\mathbf{P}_0 = \Phi^T \mathbf{p}_0$.
- 1.3 Solve: $\mathbf{M} \ddot{\mathbf{q}}_0 = \mathbf{P}_0 - \mathbf{C} \dot{\mathbf{q}}_0 - \mathbf{K} \mathbf{q}_0 \Rightarrow \ddot{\mathbf{q}}_0$.
- 1.4 Select Δt .
- 1.5 $\hat{\mathbf{K}} = \mathbf{K} + \frac{\gamma}{\beta \Delta t} \mathbf{C} + \frac{1}{\beta (\Delta t)^2} \mathbf{M}$.
- 1.6 $\mathbf{a} = \frac{1}{\beta \Delta t} \mathbf{M} + \frac{\gamma}{\beta} \mathbf{C}$, $\mathbf{b} = \frac{1}{2\beta} \mathbf{M} + \Delta t \left(\frac{\gamma}{2\beta} - 1 \right) \mathbf{C}$.
- 2.0 Calculations for each time step i**
- 2.1 $\mathbf{P}_i = \Phi^T \mathbf{p}_i$.
- 2.2 $\Delta \hat{\mathbf{P}}_i = \Delta \mathbf{P}_i + \mathbf{a} \dot{\mathbf{q}}_i + \mathbf{b} \ddot{\mathbf{q}}_i$.
- 2.3 Solve: $\hat{\mathbf{K}} \Delta \mathbf{q}_i = \Delta \hat{\mathbf{P}}_i \Rightarrow \Delta \mathbf{q}_i$.
- 2.4 $\Delta \dot{\mathbf{q}}_i = \frac{\gamma}{\beta \Delta t} \Delta \mathbf{q}_i - \frac{\gamma}{\beta} \dot{\mathbf{q}}_i + \Delta t \left(1 - \frac{\gamma}{2\beta} \right) \ddot{\mathbf{q}}_i$.
- 2.5 $\Delta \ddot{\mathbf{q}}_i = \frac{1}{\beta (\Delta t)^2} \Delta \mathbf{q}_i - \frac{1}{\beta \Delta t} \dot{\mathbf{q}}_i - \frac{1}{2\beta} \ddot{\mathbf{q}}_i$.
- 2.6 $\mathbf{q}_{i+1} = \mathbf{q}_i + \Delta \mathbf{q}_i$, $\dot{\mathbf{q}}_{i+1} = \dot{\mathbf{q}}_i + \Delta \dot{\mathbf{q}}_i$, $\ddot{\mathbf{q}}_{i+1} = \ddot{\mathbf{q}}_i + \Delta \ddot{\mathbf{q}}_i$.
- 2.7 $\mathbf{u}_{i+1} = \Phi \mathbf{q}_{i+1}$.
- 3.0 Repetition for the next time step.** Replace i by $i + 1$ and implement steps 2.1 to 2.7 for the next time step.

El TMD se debe sincronizar con el periodo fundamental de la estructura, pues el modo asociado a este periodo (el fundamental) es el que mayor participación tiene en la respuesta dinámica de la estructura. El periodo (realmente el periodo al cuadrado) de una estructura es inversamente proporcional a la rigidez de una estructura. En este trabajo la estructura se someterá a fuerzas que requieran una respuesta en el rango no lineal (daños), lo que significa una disminución en su rigidez y por lo tanto un aumento en sus periodos de vibración.

Algunos autores han indicado valores de referencia sobre periodo con el que se debe sintonizar el TMD y el porcentaje de masa del TMD con respecto al de la estructura. Estos dos parámetros también se calcularán en esta investigación para compararlos con los valores de referencia.

Wong (Wong, 2008) realizó análisis para su investigación sobre la distribución de la energía disipada en una estructura cuando se equipa con un TMD con una relación de los periodos $T_{\text{TMD}}/T_{\text{estructura}}$ entre 0,85 y 1,2 y encontró que los menores daños estructurales ocurrían cuando esta relación era 1,2, es decir, que el TMD tenía un periodo 20% mayor que el periodo fundamental de la edificación. Por otra parte (Pinkaew, Lukkunaprasit, & Chatupote,

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

2003) sintonizaron el TMD de acuerdo a los resultados presentados por (Warburton, 1982) para el caso de una estructura con un grado de libertad (SDOF) equivalente.

Otra relación importante con miras al comportamiento estructural es la relación entre la masa de la estructura y la del TMD. (Pinkaew, Lukkunaprasit, & Chatupote, 2003) hicieron sus investigaciones con un TMD cuya masa era el 3% con respecto a la masa de la edificación, mientras que (Wong, 2008) trabajó con un TMD del 10%. Esta relación es importante con miras a la aplicación práctica del TMD, ya que concentrar más del 10% de la masa de una estructura en el último piso puede causar otros problemas estructurales adicionales.

1.5 Antecedentes

Según la NSR-10, las estructuras se diseñan para que superen el rango elástico cuando los sismos son de magnitud moderada o alta, entonces, los efectos correspondientes al comportamiento no lineal de las estructuras deben ser tenidos en cuenta. Los mismos autores concluyen en sus publicaciones que la gran ventaja del TMD, cuando las estructuras superan el límite elástico, no está en la reducción de los desplazamientos máximos, sino en la reducción del daño de los elementos, pues el TMD puede absorber un porcentaje significativo de la energía que un sismo le transmite a la estructura y de esta manera los elementos estructurales reciben una menor cantidad de energía para ser absorbida.

1.6 Estado del arte metodológico

Los efectos de masa adicional han sido una buena solución para los problemas dinámicos de las estructuras asociados a vientos, vibraciones en fábricas y plantas de producción, olas y tráfico vehicular. El ejemplo más famoso de este sistema es, el ya mencionado, Taipei 101. Allí además de jugar un papel estructural, los administradores del edificio encontraron en el TMD una forma adicional de promover su proyecto y atraer turistas.

No obstante, las aplicaciones sísmicas de este sistema aún están en discusión y los artículos de investigación consultados indican que la aceptación general de los TMD para el diseño sismorresistente aún está en evaluación. Una prueba de esto es que los investigadores a nivel mundial no han llegado a un consenso sobre la filosofía de diseño cuando las estructuras están equipadas con TMD y por lo tanto hasta la fecha no hay ningún código de diseño sismorresistente que incluya normativas sobre los TMDs.

Las estructuras construidas con dispositivos TMD a nivel mundial todavía son muy pocas. En Colombia tampoco hay legislación sobre este sistema de control, de ahí el interés en investigar en temas de diseño sismorresistente según las características nacionales.

1.6.1 Diseño de estructuras

En Colombia los edificios, como es el caso de esta investigación, se diseñan a partir de los requisitos sismorresistentes que exige la NSR10.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

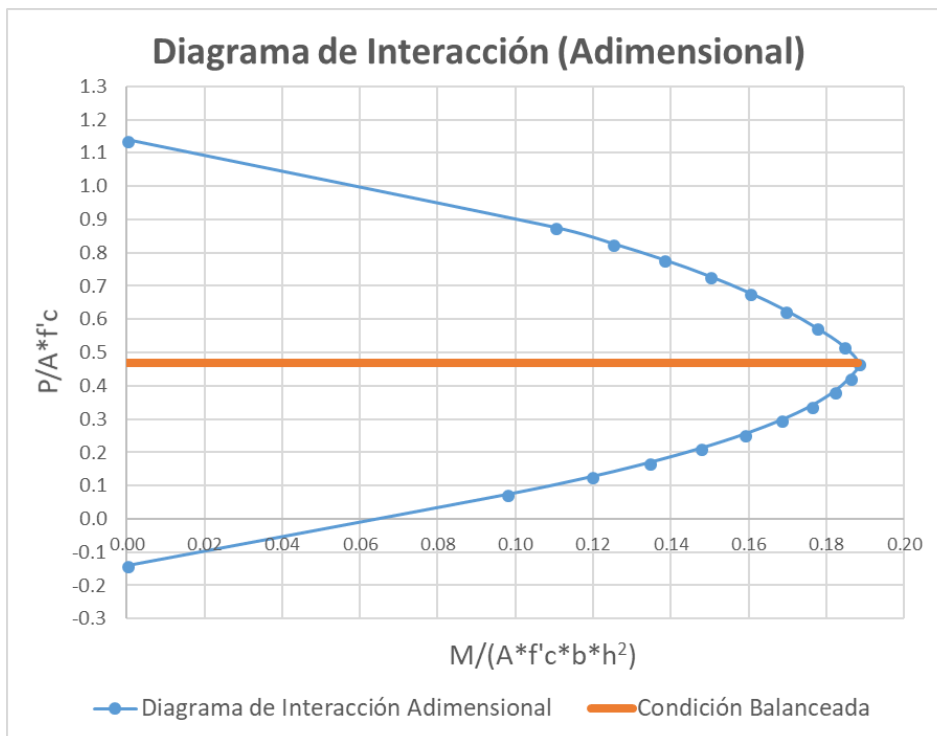
La NSR-10 presenta un espectro de diseño para conocer la aceleración de diseño (S_a) en función de la ubicación, del tipo de suelo y de la función de la edificación. Este valor se multiplica por la masa de la estructura para conocer las fuerzas sísmicas de diseño a las que se somete la estructura.

En el caso de un edificio la fuerza del sismo se reparte entre todos los pisos de manera aproximadamente lineal. Es decir, los pisos superiores recibirán más fuerza que los inferiores. Una vez se aplica la fuerza correspondiente en cada piso, se procede a hacer el análisis de fuerzas internas para conocer las cargas que deben resistir los miembros estructurales. Un método para encontrar esta distribución es la fuerza horizontal equivalente (FHE).

Luego de conocer la distribución de las fuerzas sísmicas en la estructura, se deben calcular las derivas y garantizar que estas estén por debajo de los requisitos de deriva que exige el código.

Dimensionamiento columnas

Las columnas son elementos que soportan grandes fuerzas axiales y momentos flectores. Para definir unas dimensiones adecuadas de la sección se utiliza un diagrama de interacción. Con el fin de garantizar un comportamiento adecuado de estos elementos, se prefiere que estos trabajen en la zona debajo de la condición balanceada.



Esta condición busca que la falla de estos elementos sea dúctil y controlada por el acero. Una falla dúctil tiene la ventaja de no ocurre súbitamente, sino que se percibe por

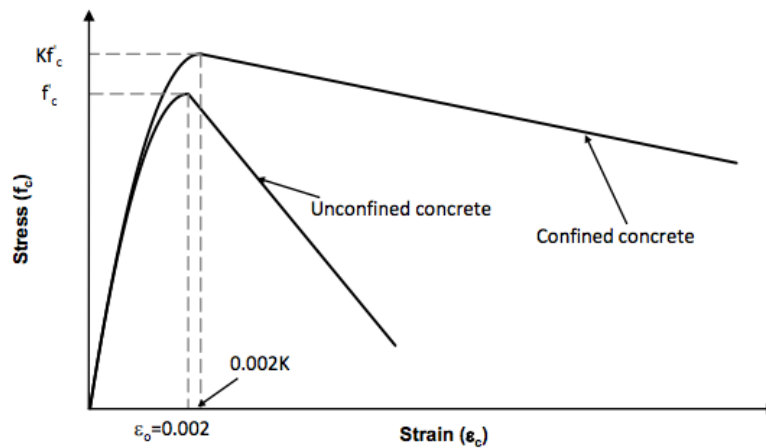
La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

deformaciones en los elementos y por lo tanto permite tomar medidas preventivas para evitar que la estabilidad de la estructura se ponga en riesgo.

Curva esfuerzo-deformación unitaria del concreto

Se trabajará con la curva esfuerzo-deformación unitaria del concreto propuesta por (Scott, Park, & Priestley, 1982). Esta curva tiene en cuenta el confinamiento que presenta la sección de concreto y con base en esta se calcularán los diagramas momento curvatura para los ciclos de histéresis, los cuales constituyen un insumo fundamental para el análisis no lineal.

Gráfico 1 Curva esfuerzo-deformación unitaria del concreto según Scott et al. 1982



Las ecuaciones que describen esta gráfica son:

Para $\varepsilon_c \leq 0,002K$

$$f'_c = Kf'_c \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{0,002K} \right)^2 \right]$$

Para $\varepsilon_c > 0,002K$

$$f'_c = Kf'_c [1 - Z_m(\varepsilon_c - 0,002K)] \geq 0,2Kf'_c$$

En donde:

$$Z_m = \frac{0,5}{\frac{3 + 0,29f'_c}{145f'_c - 1000} + \frac{3}{4}\rho_s\sqrt{\frac{b''}{s}} - 0,002K}$$

$$K = 1 + \frac{\rho_s f_y}{f'_c}$$

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

b'' es el ancho de la sección confinada medido desde los extremos de los estribos.

s es la distancia entre dos estribos.

ρ_s es la relación entre el volumen de los estribos y el volumen de la sección confinada, medida desde los extremos de los estribos.

f'_c es la resistencia a compresión del concreto, expresada en MPa.

f_y es la resistencia de fluencia del acero, expresada en MPa.

Un valor relevante para esta investigación sobre el concreto es su deformación unitaria última, ε_{cu} . A partir de este valor se conoce cuál es el valor de la ductilidad del concreto. (Moehle, 2014) propone el siguiente valor, que se utilizará en esta investigación:

$$\varepsilon_{cu} = 0,004 + 0,075 \frac{\rho_s f_y}{f'_c}$$

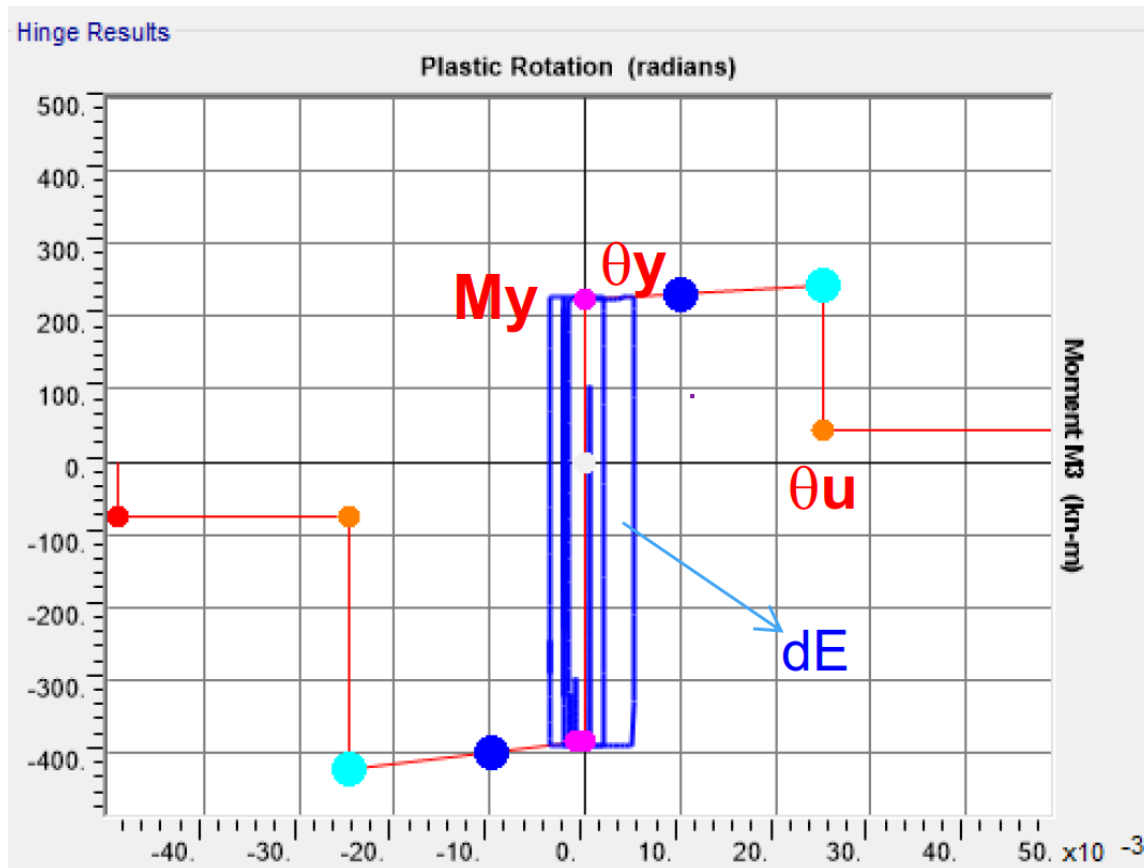
Capacidad de disipación de energía

Uno de los términos claves para la elaboración de este trabajo es el daño estructural. Este concepto está relacionado con la ductilidad y la disipación de energía.

La disipación de energía de un elemento se puede calcular mediante el área bajo la curva de momento-rotación de un elemento. La ductilidad significa la capacidad de un elemento de deformarse plásticamente sin perder su resistencia, que se calcula a partir del cociente entre la rotación última y la rotación de fluencia (θ_u/θ_y). Mientras mayor sea la ductilidad del material a partir del cual está hecho el elemento, mayor será su capacidad de disipación de energía.

Estas propiedades se pueden visualizar con ayuda del siguiente gráfico en el que se muestra la respuesta estructural frente a un ciclo de carga. Esto se conoce como histéresis:

Gráfico 2 Momento-Rotación e histéresis de un elemento estructural



La deformación plástica de los elementos estructurales es un mecanismo para absorber energía. La capacidad de disipación de energía en estructuras de concreto reforzado la brinda el acero, pues tiene una ductilidad muy alta en comparación a la del concreto.

Dependiendo del nivel de amenaza sísmica que presenta la zona en donde se va a construir una edificación, la NSR10 exige una capacidad de disipación de energía diferente, que puede ser: Capacidad especial (DES), moderada (DMO) o mínima (DMI). Esta capacidad de disipación de energía se ve reflejada en la cantidad de estribos cerrados que se deben ubicar en cada elemento estructural.

Factor de reducción de fuerzas

La NSR-10 introduce el factor de reducción de fuerzas, R , para considerar la respuesta estructural en el rango no lineal. Este valor es aproximadamente igual a la ductilidad de la estructura y el código colombiano considera tres factores que pueden disminuir el R estructural: la irregularidad del edificio en altura (ϕ_a) y en planta (ϕ_p) y la redundancia del sistema estructural (ϕ_r).

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

Las fuerzas (elásticas) de piso encontradas en la estructura (por medio de FHE, por ejemplo) se dividen por R con la justificación de que los miembros estructurales no son capaces de resistir las fuerzas elásticas, pero sí tienen la capacidad de deformarse plásticamente para disipar la energía transmitida por el sismo.

1.6.2 Estimación de daños

Los daños en una estructura son la evidencia de la disipación de energía. Estos son un reflejo de que los elementos estructurales están sometidos a unas cargas muy altas y, por lo tanto, tienen mayores deformaciones permanentes.

Para cuantificar los daños de los elementos estructurales luego del sismo se utilizará el índice de daño propuesto por Park, Ang y Wen (Park, Ang, & Wen, 1984). Esta metodología también la siguieron (Sgobba & Marano, 2010), (Pinkaew, Lukkunaprasit, & Chatupote, 2003) en sus investigaciones sobre el TMD. La ecuación es la siguiente:

$$\text{Índice de Daño (ID)} = \frac{\theta_M}{\theta_u} + \frac{\beta}{M_y \theta_u} \int dE$$

- θ_M es la rotación máxima del elemento (demanda) durante el sismo
- θ_u es la rotación última del elemento (capacidad) bajo cargas cíclicas
- M_y es el momento de fluencia del elemento.
- β es un parámetro positivo que representa las cargas cíclicas y es función de la cuantía y el confinamiento del elemento.
- $\int dE$ es el área bajo la curva Momento-Rotación de los extremos del elemento.

La ecuación propuesta por (Park, Ang, & Wen, 1984) arroja valores para el ID entre 0 y 1. Y los autores propusieron tres intervalos para indicar cualitativamente el estado de un miembro estructural:

- $0 \leq ID \leq 0,4$ significa que el daño es reparable.
- $0,4 < ID \leq 1$ significa que el daño es irreparable.
- $1 \leq ID$ significa el colapso del miembro estructural.

2 Diseño metodológico

2.1 Diseño de estructuras y TMD

2.1.1 Parámetros sísmicos estructurales

Se diseñará una estructura correspondiente a un hospital (coeficiente de importancia 1,5) en el municipio de Armenia (zona de amenaza sísmica alta) y el perfil del suelo se supondrá tipo C. El sistema estructural consistirá de pórticos resistentes a momento.

El hospital tendrá diez pisos con una altura de 3,5 cada uno. En una dirección tendrá tres luces de columnas y en la perpendicular cuatro luces, cuyo valor en las dos direcciones será de siete metros.

En el título B de la NSR10 se indican las cargas vivas con las que se tiene que diseñar la estructura.

Tabla 2 Parámetros sísmicos de la edificación en Armenia

| Parámetros NSR-10 | Armenia |
|--|----------------|
| Coeficiente de aceleración pico efectiva (Aa) | 0,25 |
| Coeficiente de velocidad pico efectiva (Av) | 0,25 |
| Coeficiente de aceleración pico efectiva para el umbral de daño (Ad) | 0,1 |
| Coeficiente de importancia (I) | 1,5 |
| Perfil del suelo | C |
| Coeficiente Efectos de Sitio - Períodos Cortos (Fa) | 1,15 |
| Coeficiente Efectos de Sitio - Períodos Intermedios (Fv) | 1,55 |
| Coeficiente de sitio en el espectro del umbral de daño (S) | 1,94 |

2.1.2 Predimensionamiento miembros estructurales

La NSR-10 muestra en unas tablas las cargas verticales mínimas que se deben incluir para diseñar una estructura según su uso. Con estos valores se puede hacer un predimensionamiento inicial de los miembros estructurales (vigas, columnas y losa).

El título C.9.5 indica valores mínimos para los espesores de las vigas y las losas.

2.1.3 Modelación de la estructura en SAP2000

Con base en la información del Predimensionamiento, se procede a modelar la estructura en el software de diseño estructural SAP2000. Con ayuda de esta herramienta se puede modelar la respuesta dinámica de la estructura frente a las combinaciones de carga requeridas. Como se mencionó en el numeral anterior, se comprobarán algunos resultados del comportamiento dinámico lineal del sistema estructura+TMD por medio del método de Newmark.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

2.1.4 Factor de reducción de fuerzas y capacidad de disipación de energía

Wong (Wong, 2008) analizó la disipación de energía por parte de estructuras inelásticas con TMD y mencionó que para que el TMD tenga un impacto significativo en la estructura, los miembros de esta deben responder principalmente en el rango elástico. Uno de los propósitos de este trabajo es encontrar un valor de R apropiado que deba tener la estructura para lograr que el TMD contribuya significativamente a un mejor desempeño estructural.

En el caso de esta investigación, la estructura se concibió para la ciudad de Armenia cuyo nivel de amenaza sísmico es alto. Por lo tanto, se exige que los miembros estructurales se detallen para una capacidad de disipación de energía especial (DES).

2.1.5 Diseño TMD

La estructura se repetirá tres veces. Las tres estructuras repetidas contarán con un TMD y la diferencia entre ellas serán las fuerzas sísmicas, pues cada una de ellas tendrá un R distinto.

Para la sintonización del TMD se utilizarán como referencias los trabajos de (Warburton, 1982) y (Wong, 2008).

(Warburton, 1982) propuso unas ecuaciones para sintonizar el TMD de acuerdo al tipo de excitación. Estas se encontraron partiendo del supuesto de que la estructura responde en siempre en el rango lineal, una aproximación que de acuerdo a lo discutido en las secciones anteriores no es cierta para este trabajo. Por lo tanto, si se sintoniza el TMD con un periodo de acuerdo a este autor, este se puede variar en un intervalo pequeño para encontrar una respuesta óptima.

2.2 Estimación daños

2.2.1 Búsqueda registros sísmicos

Para estimar los daños en las estructuras se buscarán registros sísmicos en suelos tipo C de la base de datos del PEER (Pacific Earthquake Engineering Research Center). Los sismos a utilizar deben haberse registrado en suelos con condiciones similares al suelo que se considerará en este trabajo (tipo C), es decir, la velocidad de la onda de cortante debe estar entre 360 y 760 m/s. Adicionalmente, se buscarán sismos de fuente cercana cuyos registros evidencian un pico en el registro de velocidades, con una distancia al hipocentro menor a 20 km.

2.2.2 Análisis no lineal y estimación de daños

Las estructuras se someterán a los registros y se evaluará su respuesta en el rango no lineal y de acuerdo al índice de Park, Ang y Wen y (Ghobarah A. , 2004) se calculará el índice de daño estructural.

Con esta información se revisa cuál de las estructuras tiene un mejor desempeño estructural y concluir sobre el R óptimo de los trabajados.

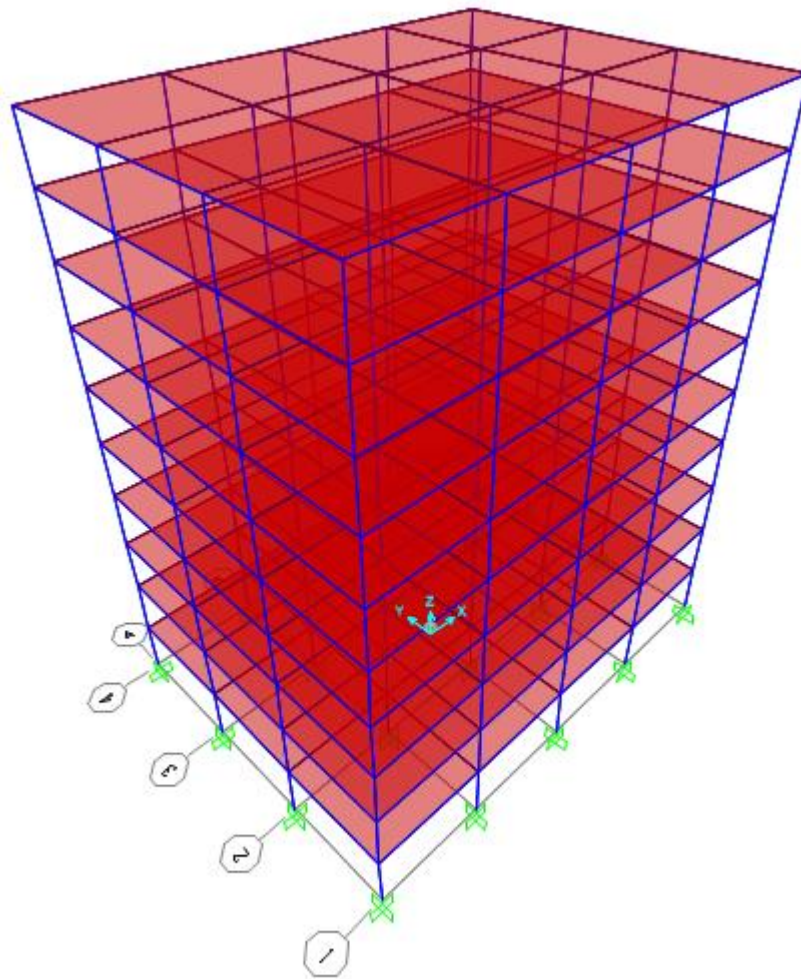
La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

3 Diseño de la Edificación

La edificación con la que se va a trabajar tiene que cumplir los requisitos de la norma sismorresistente colombiana, ya que la idea con los resultados que se obtengan a lo largo de esta investigación es que posteriormente se puedan aplicar en edificios reales.

Se definió un sistema estructural de pórticos en concreto reforzado. La edificación tiene 10 pisos, cada uno con una altura de 3,5 m. La distancia entre columnas es 7 m en ambas direcciones. En la dirección X la estructura tiene 4 luces y una longitud de 28 m, en la dirección Y las luces son 3 y la longitud 21 m.

Figura 2 Edificio de 10 pisos



La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

3.1 Parámetros sísmicos

La ubicación del edificio es el municipio de Armenia, Quindío. Este lugar está bajo una gran amenaza sísmica. Además, su uso como hospital lo caracteriza como una estructura indispensable. Por lo tanto, las fuerzas sísmicas de diseño son muy altas y gobiernan el diseño de los elementos estructurales.

De acuerdo a investigaciones anteriores con otras técnicas de control de respuesta sísmica en el mismo municipio el perfil del suelo es tipo C. Por este motivo en esta investigación este parámetro no es modificado.

Los parámetros sísmicos correspondientes al municipio de Armenia, el tipo de suelo y el uso de la edificación se muestran en la Tabla 3. Esta información constituye el insumo para obtener los espectros de diseño y las fuerzas sísmicas con las que se debe diseñar la estructura.

Tabla 3 Parámetros sísmicos de la edificación

| Parámetros NSR-10 | Armenia |
|---|---------|
| Coeficiente de aceleración pico efectiva (A_a) | 0,25 |
| Coeficiente de velocidad pico efectiva (A_v) | 0,25 |
| Coeficiente de aceleración pico efectiva para el umbral de daño (A_d) | 0,1 |
| Coeficiente de importancia (I) | 1,5 |
| Perfil del suelo | C |
| Coeficiente Efectos de Sitio - Períodos Cortos (F_a) | 1,15 |
| Coeficiente Efectos de Sitio - Períodos Intermedios (F_v) | 1,55 |
| Coeficiente de sitio en el espectro del umbral de daño (S) | 1,94 |

3.2 Grado de irregularidad

El sistema estructural es de pórticos, la edificación tiene una planta igual en todos los pisos y la altura de estos es constante. Entonces, el coeficiente de irregularidad en planta y en altura es igual a 1. La redundancia del sistema estructura cumple el requisito del numeral A.3.3.8.2 (b), así que el coeficiente de redundancia es igual a 1. Estos coeficientes indican la capacidad que tiene la estructura de disipar energía y por lo tanto inciden en las fuerzas sísmicas de diseño

Tabla 4 Coeficientes de irregularidad

| | |
|---|---|
| Irregularidad en planta (ϕ_p) | 1 |
| Irregularidad en altura (ϕ_a) | 1 |
| Factor ausencia de redundancia (ϕ_r) | 1 |

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

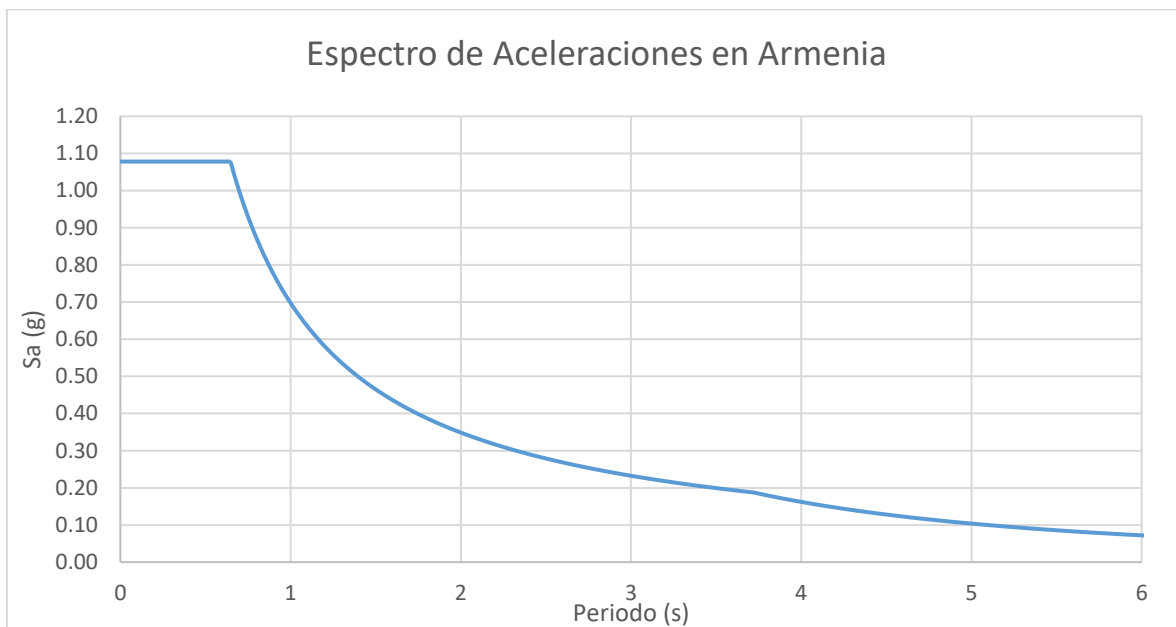
3.3 Espectros

El primer paso para encontrar las fuerzas sísmicas para la estructura es la construcción del espectro de diseño según el numeral A.2.6 de la NSR10. Para esto son necesarios los parámetros de la *Tabla 3*.

En el caso de una estructura indispensable, la NSR10 exige que también se cumplan los requisitos del umbral de daño a partir del espectro presentado en el numeral A.12.3.

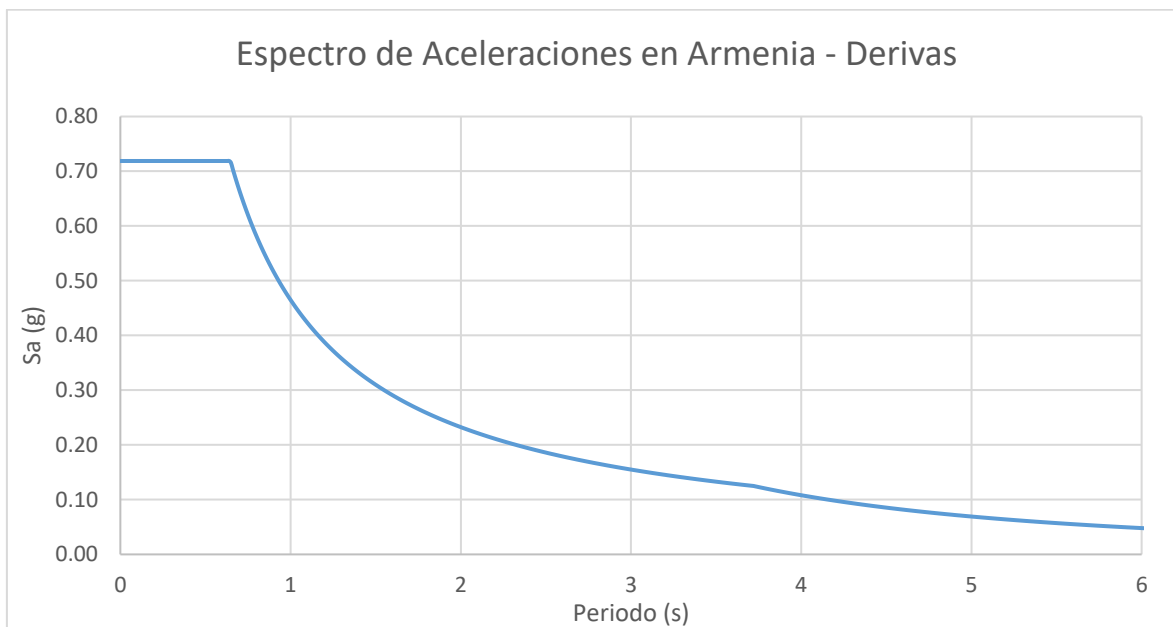
Adicionalmente, en el numeral A.6.2.1.2 se indica que en estructuras de los grupos II, III y IV (estructuras indispensables) en la verificación de derivas permite utilizar el espectro de diseño con un coeficiente de importancia igual a 1,0. Por lo tanto, se requieren utilizar tres espectros de aceleraciones para revisar que la edificación cumpla lo exigido por el código.

3.3.1 Espectro de diseño – Fuerzas Horizontales

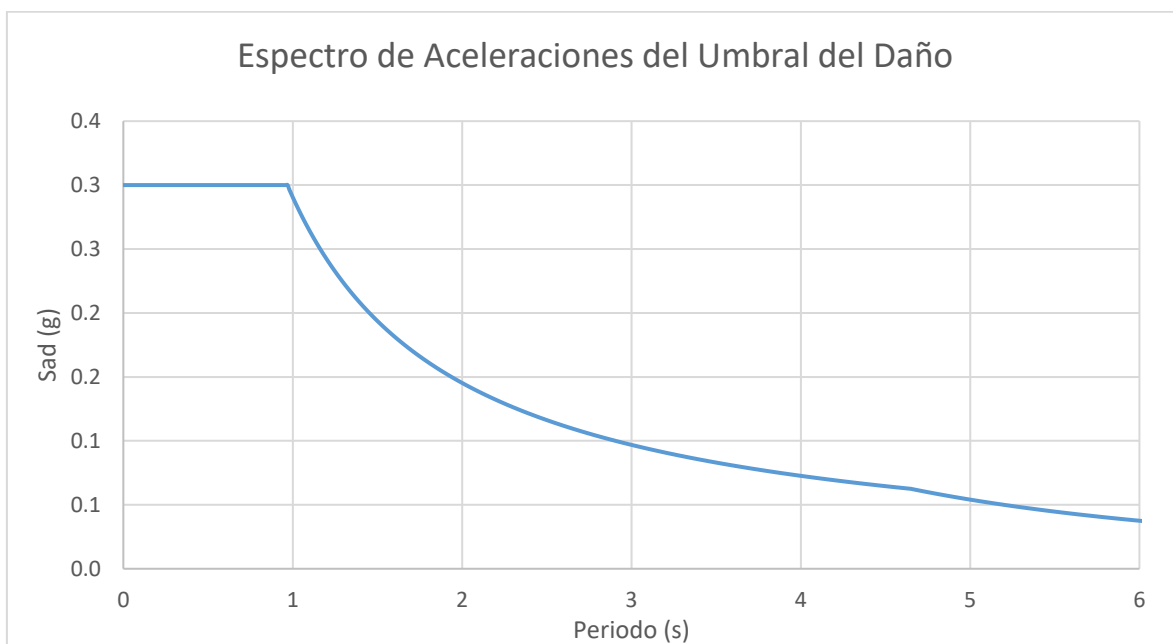


La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

3.3.2 Espectro de diseño – Revisión derivas



3.3.3 Espectro Umbral de Daño



La NSR-10 exige que se cumplan requisitos de resistencia y de deformación (derivas). Por este motivo, el procedimiento para encontrar unas dimensiones razonables de los elementos estructurales es iterativo.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

Este proceso, explicado de manera general, es el siguiente: Se suponen unas dimensiones de las vigas, losas y columnas. Con esta información y el peso de los elementos no estructurales se conoce el peso muerto de la estructura. El peso y la rigidez estructural permiten conocer el periodo y posteriormente se calcula la aceleración horizontal (y fuerza horizontal) del sismo. La fuerza horizontal genera deformaciones horizontales en la estructura, las cuales deben estar dentro del límite de las derivas máximas. También se generan fuerzas internas en los elementos estructurales y estos deben ser diseñados para soportarlas.

3.4 Cargas

El edificio trabajado tiene cargas muertas, vivas y sísmicas. Las cargas muertas (peso de los elementos estructurales y de los acabados) inciden en la masa del edificio y, por lo tanto, también en el periodo estructural. A partir del periodo estructural, mediante los espectros (numeral 3.3) se pueden calcular las fuerzas sísmicas.

3.4.1 Elementos no estructurales

El Título B de la NSR-10 indica cuál es el peso por metro cuadrado. En este caso se consideraron las particiones fijas y el acabado de piso en concreto.

Según la tabla B.3.4.3-1 el peso para particiones fijas es de 2 kN/m². Y para un acabado de 5 cm de concreto mediante la tabla B.3.4.1-3 se calcula un peso de 1 kN/m².

3.4.2 Carga Viva

En el capítulo B.4 se mencionan las cargas vivas mínimas y para el caso de instituciones hospitalarias el valor es de 4 kN/m² debido a los equipos de laboratorio y cirugía. Sin embargo, se decidió reducir este valor a 3 kN/m² para considerarlo en toda el área de planta.

Como carga viva sobre la cubierta se trabajó con un valor de 1,8 kN/m², según la tabla B.4.2.1-2 de la NSR10.

3.4.3 Vigas

En la tabla 9.5(a) del Título C de la NSR-10 se indican cuáles deben ser las alturas mínimas para las vigas. Estas se calculan en función de la longitud de la viga que es igual a 7 m. La situación más crítica es la de las vigas en los extremos, ya que solo tienen un extremo continuo, por lo tanto, la altura de la viga es:

$$h = \frac{l}{18,5} = \frac{7 \text{ m}}{18,5} = 0,38 \text{ m}$$

Sin embargo, con miras al posterior cumplimiento de los requisitos de derivas y de resistencia, se utilizaron vigas de 0,7 m x 0,7 m con un concreto de una resistencia a compresión ($f'c$) igual a 28 MPa.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

3.4.4 Losas

La tabla 9.5(c) de la NSR-10 indica cuál debe ser el espesor mínimo para una losa que no tenga vigas interiores en función de la luz entre caras de las vigas. En este caso esta distancia es de 6,6 m. Entonces el espesor mínimo de la losa es:

$$h = \frac{l_n}{33} = \frac{6,3 \text{ m}}{33} = 0,19 \text{ m}$$

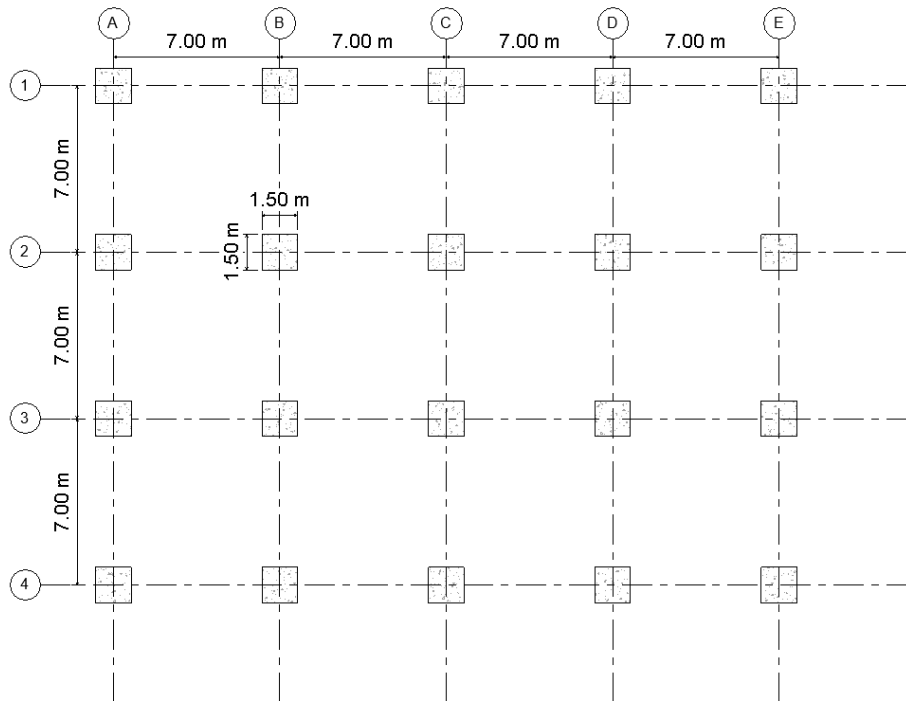
Este espesor es para una losa maciza, pero se diseñó y trabajó con una losa nervada en dos direcciones con una altura total de 50 cm. Los nervios tienen una altura de 45 cm, un espesor de 10 cm y sus ejes están separados una distancia de 1 m. Los 5 cm restantes de espesor corresponden al espesor de la losa en toda el área en planta.

3.4.5 Columnas

En esta investigación es muy importante que el edificio sea aporticado. Si bien trabajar con muros para soportar las fuerzas horizontales es más efectivo, se ha trabajado con secciones rectangulares en las columnas.

Luego de un procedimiento iterativo para garantizar el cumplimiento de derivas y resistencia según las combinaciones de carga en la NSR-10, se obtuvieron columnas con una sección cuadrada de 1,5m y un concreto de 35 MPa. En una sección posterior se explican las ventajas (falla dúctil) y desventajas (cuantía) de las dimensiones escogidas para las columnas.

Ilustración 4 Distribución y secciones de las columnas. Vista en planta



La Tabla 5 resume los valores de cargas muertas y vivas que se consideraron para esta estructura.

Tabla 5 Cargas estructurales

| Carga | Tipo de Carga | Carga [kN/m ²] |
|--------|-----------------------|----------------------------|
| Muerta | Losa + Nervios | 2.27 |
| | Vigas | 4.45 |
| | Columnas | 5.33 |
| | Fachada y Particiones | 2 |
| | Acabado Piso | 1 |
| Viva | Viva | 3 |
| | Viva Cubierta | 1.8 |

3.5 Periodo estructural

Con las dimensiones y cargas muertas del numeral 3.4 se construyó un modelo elástico en el programa SAP2000. Los periodos fundamentales en las direcciones horizontales x e y fueron los siguientes:

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

Tabla 6 Periodos fundamentales de la edificación

| | |
|-----------|------|
| T_x [s] | 0,79 |
| T_y [s] | 0,78 |

En el numeral A.4.2-2 de la NSR, se exige que el valor del periodo encontrado a partir de un modelo matemático no puede exceder el valor de $C_u T_a$, el cual es:

$$C_u = 1,75 - 1,2A_v F_v = 1,285$$

$$T_a = C_t h^\alpha = 0,047 \times 35^{0,9} = 1,15 \text{ según la tabla A.4.2-1}$$

$$C_u T_a = 1,285 \times 1,15 = 1,48 \text{ s}$$

Los periodos fundamentales presentados en la *Tabla 6* cumplen con el requisito de la norma colombiana y por esta razón se usarán para calcular las fuerzas sísmicas. Los periodos son muy similares, por lo tanto, se trabajará con un periodo $T=0,78$ s en las dos direcciones.

3.6 Fuerzas sísmicas

3.6.1 Fuerzas sísmicas de análisis (F_s)

Para encontrar las aceleraciones y las fuerzas y luego verificar el cumplimiento de las derivas se usó el espectro presentado en 3.3.2 y los periodos fundamentales presentados en la *Tabla 6*. Entonces los siguientes son los parámetros usados para calcular el cortante de la edificación (V_s). Se utilizó el método de la “Fuerza Horizontal Equivalente” (FHE) presentado en el capítulo A.4 de la NSR10 y se comparó el resultado del método con la herramienta SAP2000 y calculado manualmente.

Tabla 7 Parámetros FHE para verificar derivas

| Parámetros FHE | |
|-----------------------|----------|
| Período (s) | 0.78 |
| S_a (g) | 0.9 |
| Peso (kN) | 88543 |
| Cortante manual (kN) | 77411.31 |
| Cortante SAP2000 (kN) | 78018.33 |
| Variación porcentual | 0.78% |

De acuerdo con el numeral A.5.4.5 se puede realizar un análisis dinámico (análisis modal) y sus resultados se pueden utilizar para el diseño si el cortante basal por ese método es mayor o igual al 80% del calculado a partir de la FHE. Esta verificación se presenta en la

Tabla 8.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

Tabla 8 Verificación Cumplimiento A.5.4.5 – Fuerza horizontal

| Resultados análisis estático y dinámico | |
|--|----------|
| FHE en X (kN) | 77411.31 |
| FHE en Y (kN) | 77411.31 |
| Análisis dinámico en X (kN) | 63753.5 |
| Análisis dinámico en Y (kN) | 63070.4 |
| Relación en X | 81.72% |
| Relación en Y | 80,84% |

El mismo procedimiento se realizó para la fuerza horizontal en la verificación de derivas y en el umbral de daño.

Tabla 9 Verificación cumplimiento A.12.4.4 – Fuerza horizontal Umbral de daño

| Resultados análisis estático y dinámico para Umbral de Daño | |
|--|----------|
| FHE X [kN] | 26006.00 |
| FHE Y [kN] | 26006.00 |
| Análisis dinámico x [kN] | 20926.00 |
| Análisis dinámico y [kN] | 20847.00 |
| Relación x | 80.47% |
| Relación y | 80.16% |

Tabla 10 Verificación A.5.4.5 - Fuerza horizontal Derivas

| Resultados análisis estático y dinámico para Verificación de Derivas | |
|---|----------|
| FHE X [kN] | 45944.00 |
| FHE Y [kN] | 45944.00 |
| Análisis dinámico x [kN] | 37848.00 |
| Análisis dinámico y [kN] | 37511.00 |
| Relación x | 82.38% |
| Relación y | 81.65% |

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

3.6.2 Fuerzas sísmicas de diseño (E)

Para diseñar los elementos estructurales, las fuerzas sísmicas de análisis deben ser divididas por el coeficiente de disipación de energía R (equivalente a la ductilidad de la estructura).

$$E = \frac{F_s}{R}$$

En donde R es la multiplicación del coeficiente de disipación de energía R_0 con los coeficientes del grado de irregularidad de la estructura (numeral 3.2). El coeficiente R_0 , según la norma, es función del sistema estructural. En el caso de una estructura indispensable, ubicada en zona de amenaza sísmica alta, el R_0 es 7.0. Los coeficientes de irregularidad son todos iguales a 1, por lo tanto, el coeficiente de disipación, R, es igual a 7.

Sin embargo, en los objetivos de este trabajo está propuesto trabajar con $R=1$, 3 y 5 con el fin de evaluar el daño estructural en función de un nivel de ductilidad.

Este parámetro causa discusiones dentro de la comunidad de ingenieros estructurales, debido a que frecuentemente el resultado de un análisis estático no lineal (Pushover) arroja una ductilidad mucho menor que la que indica el código. Por lo tanto, el R se debe verificar cuando se diseña una estructura.

3.7 Modelo en SAP2000

3.7.1 Columnas

Las columnas se modelaron como elementos tipo frame con las dimensiones y resistencias indicadas en 3.4.5.

Los extremos de estos elementos son rígidos con un factor de 0.5 y se consideraron las dimensiones de las vigas como *offset* para calcular la longitud final de cada elemento.

3.7.2 Losas

Los elementos tipo losa en el modelo tienen la única función de transmitir las cargas muertas y vivas a las vigas. Por lo tanto, se les asignó un espesor de 1 milímetro.

Su contribución al peso muerto de la estructura se tuvo en cuenta como patrón de carga y al programa se le asignó el peso de 2,27 kN/m² que se indicó en la [Tabla 5](#). La instrucción para el programa fue que esta carga se transmitiera completamente a las vigas (uniform load to frame).

Las deformaciones axiales de las losas se despreciaron en el modelo con el fin de obtener un desplazamiento por piso. Este comportamiento se logró asignando un diafragma rígido a todos los nodos de un mismo piso, mediante la herramienta "Constraint".

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

3.7.3 Vigas

Las vigas se modelaron como elementos tipo frame con las dimensiones y resistencias de acuerdo a la sección 3.4.3.

Los extremos de estos elementos son rígidos con un factor de 0.5 y se consideraron las dimensiones de las columnas como *offset* para calcular la longitud final de cada elemento.

3.7.4 Cargas

3.7.4.1 Ingreso de las cargas

Las cargas se ingresaron al programa como patrones de carga (Load Patterns) de la siguiente manera:

Tabla 11 Patrones de carga y valores

| Load Pattern | Descripción | Valor [kN/m ²] |
|--------------|---|---|
| Dead | Peso propio columnas y vigas | Lo calcula el programa a partir de las dimensiones de los elementos |
| SuperDead | Peso losa, acabados, fachadas y particiones | 5.27 |
| Live | Carga viva | 3.00 |
| Live Roof | Carga viva en la cubierta | 1.80 |
| Sx | Sismo en dirección x | Lo calcula el programa a partir del espectro de aceleraciones |
| Sy | Sismo en dirección y | Lo calcula el programa a partir del espectro de aceleraciones |

3.7.4.2 Efectos ortogonales y torsión accidental

Según el numeral A.6.3 de la NSR-10, las fuerzas sísmicas deben aplicarse simultáneamente suponiendo una ocurrencia del 100% en una dirección y del 30% en la dirección ortogonal.

También, se debe considerar que la masa está desplazada una distancia igual al 5% del largo del edificio en cada dirección (A.3.6.7).

Estos efectos fueron tenidos en cuenta en el programa durante la generación de las combinaciones de carga.

3.7.4.3 Combinaciones de carga

El título B de la NSR-10 indica las combinaciones de carga que deben ser tenidas en cuenta para el diseño estructural. En la Tabla 12 se presentan las combinaciones de carga que se tuvieron en cuenta en esta investigación.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

Tabla 12 Combinaciones básicas de cargas mayoradas (B.2.4)

| Combinaciones de la NSR-10 | |
|----------------------------|---------|
| 1.4D | B.2.4-1 |
| 1.2D+1.6L+0.5Lr | B.2.4-2 |
| 1.2D+1.0L+1.6Lr | B.2.4-3 |
| 1.2D+1.0L+1.0E | B.2.4-5 |
| 0.9D+1.0E | B.2.4-7 |

3.8 Verificación de derivas

Como se mencionó anteriormente, la NSR10 exige que se cumplan los requisitos de deriva del capítulo A.6 y adicionalmente el umbral de daño del capítulo A.12 para edificaciones indispensables. Se consideraron las combinaciones B.2.4-5 y B.2.4-7 de la NSR-10, incluidas en la Tabla 12.

3.8.1 Requisitos de deriva

La Tabla 13 contiene las derivas entre los pisos para el caso de carga del análisis dinámico. En ambas direcciones y para todos los pisos, son menores al 1%, que es lo exigido por el código colombiano en el numeral A.6.4.1.

Tabla 13 Derivas a partir del espectro de diseño ($I=1.0$)

| Piso | 1.2D+1.0L+0.3Ex+1.0 Ey | | 1.2D+1.0L+1.0Ex+0.3 Ey | | 0.9D+0.3Ex+1.0 Ey | | 0.9D+1.0Ex+0.3 Ey | |
|---------|---------------------------|------|---------------------------|------|----------------------|------|----------------------|------|
| | X | Y | X | Y | X | Y | X | Y |
| Piso 1 | 0.1% | 0.2% | 0.2% | 0.1% | 0.1% | 0.2% | 0.2% | 0.1% |
| Piso 2 | 0.2% | 0.5% | 0.4% | 0.2% | 0.2% | 0.5% | 0.4% | 0.2% |
| Piso 3 | 0.2% | 0.6% | 0.6% | 0.2% | 0.2% | 0.6% | 0.6% | 0.2% |
| Piso 4 | 0.2% | 0.7% | 0.6% | 0.3% | 0.2% | 0.7% | 0.6% | 0.3% |
| Piso 5 | 0.2% | 0.7% | 0.6% | 0.2% | 0.2% | 0.7% | 0.6% | 0.2% |
| Piso 6 | 0.2% | 0.6% | 0.6% | 0.2% | 0.2% | 0.6% | 0.6% | 0.2% |
| Piso 7 | 0.2% | 0.6% | 0.5% | 0.2% | 0.2% | 0.6% | 0.5% | 0.2% |
| Piso 8 | 0.2% | 0.5% | 0.4% | 0.2% | 0.2% | 0.5% | 0.4% | 0.2% |
| Piso 9 | 0.1% | 0.4% | 0.4% | 0.1% | 0.1% | 0.4% | 0.4% | 0.1% |
| Piso 10 | 0.1% | 0.3% | 0.3% | 0.1% | 0.1% | 0.3% | 0.3% | 0.1% |

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

3.8.2 Umbral de daño

En la *Tabla 14* se muestran las derivas en la edificación para el caso de carga del umbral de daño. En todos los pisos y en ambas direcciones se cumple con el requisito que estas sean menores que el 0,4% según el A.12.5.

Tabla 14 Derivas a partir del espectro del Umbral de Daño

| Piso | 1.2D+1.0L+0.3Ex+1.0 Ey | | 1.2D+1.0L+1.0Ex+0.3 Ey | | 0.9D+0.3Ex+1.0 Ey | | 0.9D+1.0Ex+0.3 Ey | |
|---------|---------------------------|-------|---------------------------|-------|----------------------|-------|----------------------|-------|
| | X | Y | X | Y | X | Y | X | Y |
| Piso 1 | 0.04% | 0.11% | 0.11% | 0.04% | 0.04% | 0.11% | 0.11% | 0.04% |
| Piso 2 | 0.09% | 0.27% | 0.25% | 0.10% | 0.09% | 0.27% | 0.25% | 0.10% |
| Piso 3 | 0.12% | 0.35% | 0.32% | 0.13% | 0.12% | 0.35% | 0.32% | 0.13% |
| Piso 4 | 0.13% | 0.38% | 0.35% | 0.14% | 0.13% | 0.38% | 0.35% | 0.14% |
| Piso 5 | 0.13% | 0.38% | 0.35% | 0.14% | 0.13% | 0.38% | 0.35% | 0.14% |
| Piso 6 | 0.12% | 0.36% | 0.33% | 0.13% | 0.12% | 0.36% | 0.33% | 0.13% |
| Piso 7 | 0.11% | 0.32% | 0.29% | 0.12% | 0.11% | 0.32% | 0.29% | 0.12% |
| Piso 8 | 0.09% | 0.28% | 0.25% | 0.10% | 0.09% | 0.28% | 0.25% | 0.10% |
| Piso 9 | 0.07% | 0.23% | 0.20% | 0.08% | 0.07% | 0.23% | 0.20% | 0.08% |
| Piso 10 | 0.06% | 0.19% | 0.17% | 0.07% | 0.06% | 0.19% | 0.17% | 0.07% |

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

3.9 Diseño de los elementos estructurales

El diseño de las columnas estructurales tiene en cuenta la flexión biaxial causada por las fuerzas sísmicas laterales en cada dirección. El refuerzo de las columnas fue calculado mediante la herramienta de diseño del programa SAP2000 teniendo en cuenta todas las combinaciones de carga (Tabla 12). A diferencia del cálculo de derivas, para calcular el refuerzo sí se tiene en cuenta el R. Todos los edificios fueron diseñados con detallamiento especial (DES) según la NSR-10.

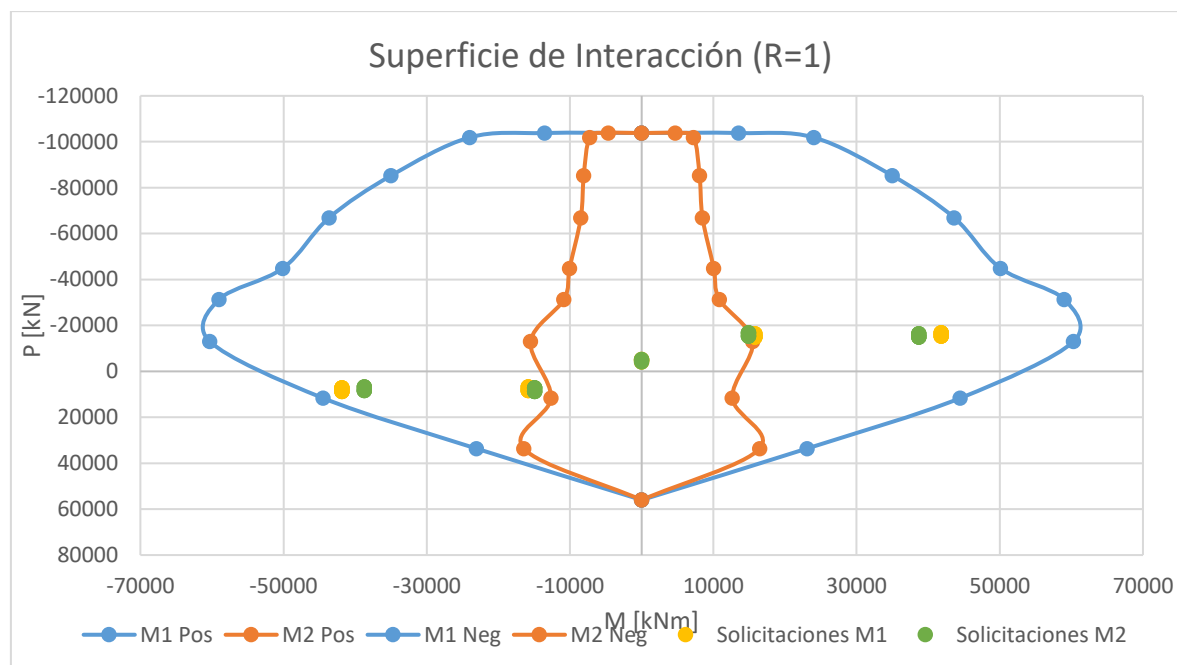
Como las combinaciones de carga incluyen el sismo en dos direcciones, las columnas más exigidas son las que se ubican en las esquinas. Para reducir un poco la cantidad de gráficas, solo se mostrará el diagrama de interacción (o superficie de interacción, por la flexión biaxial) correspondiente a la columna más crítica.

La *superficie* de interacción (P-M1-M2) se representa en un mismo plano cartesiano para evitar la complejidad en la interpretación de los datos que genera una gráfica en 3D.

3.9.1 R=1.0

Para el caso de $R=1$, la cuantía necesaria en la columna más crítica es del 3.2%. El diagrama de interacción correspondiente se muestra en el Gráfico 3.

Gráfico 3 Superficie de Interacción ($R=1$)



La cuantía requerida en todas las columnas se muestra en la Tabla 15.

Tabla 15 Refuerzo en las columnas para cada piso (R=1)

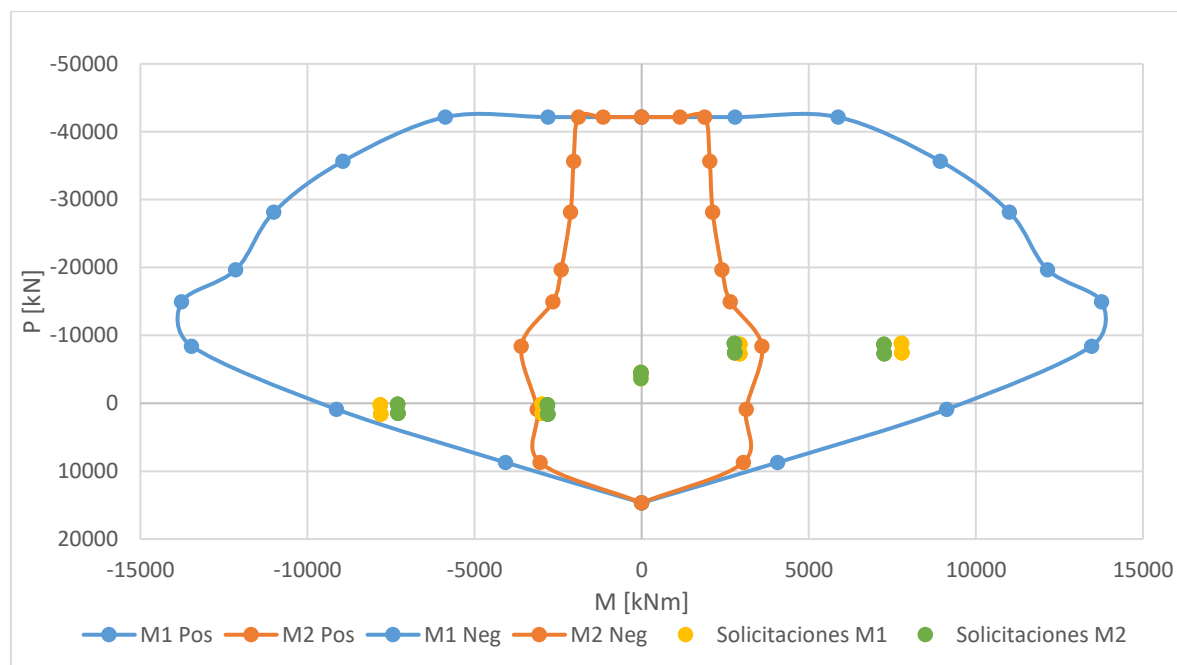
| Columna ID | ρ [%] | | | | | | | | | |
|------------|------------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|---------|
| | Piso 1 | Piso 2 | Piso 3 | Piso 4 | Piso 5 | Piso 6 | Piso 7 | Piso 8 | Piso 9 | Piso 10 |
| 11 | 3.1% | 2.9% | 2.1% | 3.2% | 1.9% | 1.6% | 1.6% | 1.6% | 1.3% | 1.0% |
| 12 | 2.8% | 2.7% | 1.8% | 2.9% | 1.7% | 1.4% | 1.5% | 1.5% | 1.3% | 1.0% |
| 13 | 2.7% | 2.5% | 1.7% | 2.7% | 1.6% | 1.2% | 1.4% | 1.5% | 1.2% | 1.0% |
| 14 | 2.8% | 2.7% | 1.8% | 2.9% | 1.7% | 1.4% | 1.5% | 1.5% | 1.3% | 1.0% |
| 15 | 3.1% | 2.9% | 2.1% | 3.2% | 1.9% | 1.6% | 1.6% | 1.6% | 1.3% | 1.0% |
| 21 | 2.7% | 2.5% | 1.7% | 2.7% | 2.7% | 1.3% | 1.6% | 1.6% | 1.4% | 1.0% |
| 22 | 2.3% | 2.1% | 1.4% | 2.2% | 2.2% | 1.0% | 1.3% | 1.4% | 1.2% | 1.0% |
| 23 | 2.1% | 1.8% | 1.3% | 2.0% | 2.0% | 1.0% | 1.2% | 1.3% | 1.1% | 1.0% |
| 24 | 2.3% | 2.1% | 1.4% | 2.2% | 2.2% | 1.0% | 1.3% | 1.4% | 1.2% | 1.0% |
| 25 | 2.7% | 2.5% | 1.7% | 2.7% | 2.7% | 1.3% | 1.6% | 1.6% | 1.4% | 1.0% |
| 31 | 2.7% | 2.5% | 1.7% | 2.7% | 2.7% | 1.3% | 1.6% | 1.6% | 1.4% | 1.0% |
| 32 | 2.3% | 2.1% | 1.4% | 2.2% | 2.2% | 1.0% | 1.3% | 1.4% | 1.2% | 1.0% |
| 33 | 2.1% | 1.8% | 1.3% | 2.0% | 2.0% | 1.0% | 1.2% | 1.3% | 1.1% | 1.0% |
| 34 | 2.3% | 2.1% | 1.4% | 2.2% | 2.2% | 1.0% | 1.3% | 1.4% | 1.2% | 1.0% |
| 35 | 2.7% | 2.5% | 1.7% | 2.7% | 2.7% | 1.3% | 1.6% | 1.6% | 1.4% | 1.0% |
| 41 | 3.1% | 2.9% | 2.1% | 3.2% | 1.9% | 1.6% | 1.6% | 1.6% | 1.3% | 1.0% |
| 42 | 2.8% | 2.7% | 1.8% | 2.9% | 1.7% | 1.4% | 1.5% | 1.5% | 1.3% | 1.0% |
| 43 | 2.7% | 2.5% | 1.7% | 2.7% | 1.6% | 1.2% | 1.4% | 1.5% | 1.2% | 1.0% |
| 44 | 2.8% | 2.7% | 1.8% | 2.9% | 1.7% | 1.4% | 1.5% | 1.5% | 1.3% | 1.0% |
| 45 | 3.1% | 2.9% | 2.1% | 3.2% | 1.9% | 1.6% | 1.6% | 1.6% | 1.3% | 1.0% |

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

3.9.2 R=3.0

Para $R=3$ la cuantía necesaria en la columna más crítica es del 1.75%. El diagrama de interacción correspondiente se muestra en el Gráfico 4.

Gráfico 4 Superficie de Interacción ($R=3$)



La cuantía requerida en todas las columnas se muestra en la Tabla 16.

Tabla 16 Refuerzo en las columnas para cada piso ($R=3$)

| Columna ID | ρ [%] | | | | | | | | | |
|------------|------------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|---------|
| | Piso 1 | Piso 2 | Piso 3 | Piso 4 | Piso 5 | Piso 6 | Piso 7 | Piso 8 | Piso 9 | Piso 10 |
| 11 | 1.7% | 1.1% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% |
| 12 | 1.5% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% |
| 15 | 1.3% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% |
| 14 | 1.5% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% |
| 15 | 1.7% | 1.1% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% |
| 21 | 1.4% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% |
| 22 | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% |
| 23 | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% |
| 24 | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% |
| 25 | 1.4% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% |
| 31 | 1.4% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% |

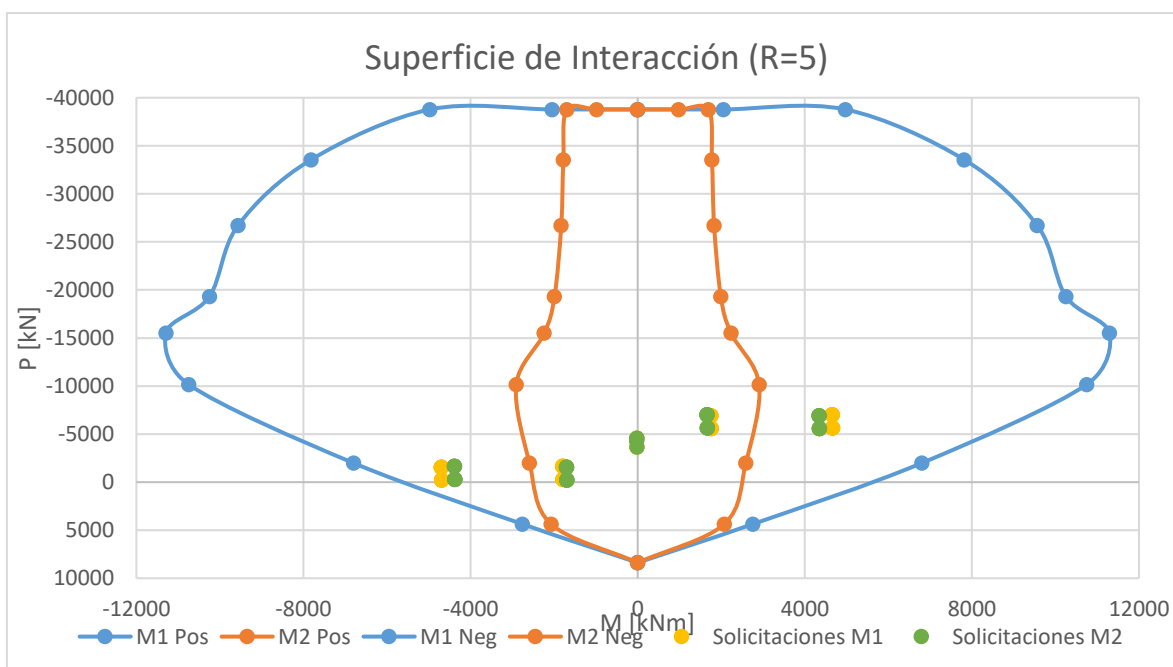
La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

| | | | | | | | | | | |
|----|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| 32 | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% |
| 33 | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% |
| 34 | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% |
| 35 | 1.4% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% |
| 41 | 1.7% | 1.1% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% |
| 42 | 1.5% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% |
| 43 | 1.3% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% |
| 44 | 1.5% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% |
| 45 | 1.7% | 1.1% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% |

3.9.3 R=5.0

Para R=5 la cuantía necesaria en la columna más crítica es del 1%. El diagrama de interacción correspondiente se muestra en el Gráfico 5.

Gráfico 5 Superficie de Interacción (R=5)



La cuantía requerida en todas las columnas se muestra en la Tabla 17

Tabla 17 Refuerzo en las columnas para cada piso (R=5)

| Columna ID | ρ [%] | | | | | | | | | |
|------------|------------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|---------|
| | Piso 1 | Piso 2 | Piso 3 | Piso 4 | Piso 5 | Piso 6 | Piso 7 | Piso 8 | Piso 9 | Piso 10 |
| 11 | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% |

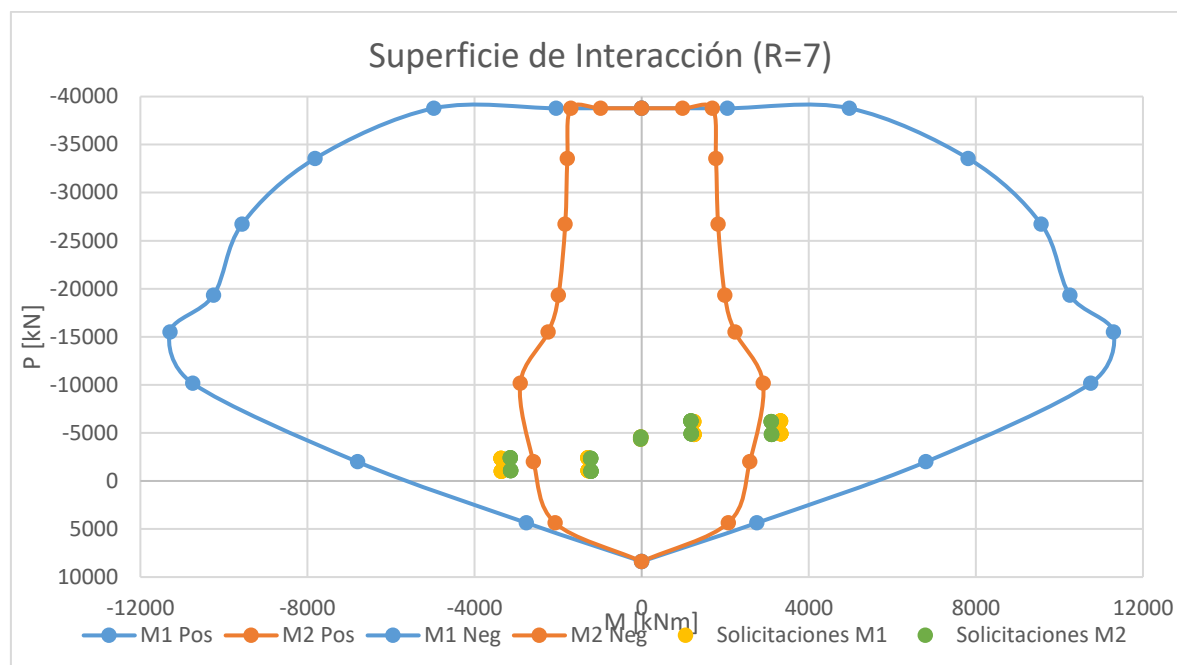
La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

| | | | | | | | | | | |
|----|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| 12 | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% |
| 15 | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% |
| 14 | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% |
| 15 | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% |
| 21 | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% |
| 22 | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% |
| 23 | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% |
| 24 | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% |
| 25 | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% |
| 31 | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% |
| 32 | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% |
| 33 | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% |
| 34 | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% |
| 35 | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% |
| 41 | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% |
| 42 | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% |
| 43 | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% |
| 44 | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% |
| 45 | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% |

3.9.4 R=7.0

Para R=7 la cuantía necesaria en la columna más crítica es del 1%. El diagrama de interacción correspondiente se muestra en el Gráfico 6.

Gráfico 6 Superficie de Interacción (R=7)



La cuantía requerida en todas las columnas se muestra en la Tabla 18.

Tabla 18 Refuerzo en las columnas para cada piso (R=7)

| Columna ID | ρ [%] | | | | | | | | | |
|------------|------------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|---------|
| | Piso 1 | Piso 2 | Piso 3 | Piso 4 | Piso 5 | Piso 6 | Piso 7 | Piso 8 | Piso 9 | Piso 10 |
| 11 | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% |
| 12 | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% |
| 15 | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% |
| 14 | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% |
| 15 | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% |
| 21 | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% |
| 22 | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% |
| 23 | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% |
| 24 | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% |
| 25 | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% |
| 31 | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% |
| 32 | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% |
| 33 | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% |
| 34 | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% |
| 35 | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% |

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

| | | | | | | | | | | |
|----|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| 41 | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% |
| 42 | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% |
| 43 | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% |
| 44 | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% |
| 45 | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% | 1.0% |

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

3.10 Resumen cantidades de materiales

Tabla 19 Cantidades totales de acero de refuerzo

| Cantidad de Acero [ton] | | | | | |
|----------------------------|--------------|--------|-------|-------|-------|
| | | R=1 | R=3 | R=5 | R=7 |
| Columnas | Longitudinal | 257.4 | 127.3 | 122.9 | 122.9 |
| | Transversal | 123.8 | 123.8 | 123.8 | 123.8 |
| | Traslapos | 67.8 | 30.6 | 29.5 | 29.5 |
| Vigas X | Longitudinal | 181.6 | 61.0 | 37.1 | 25.9 |
| | Transversal | 13.0 | 13.0 | 13.0 | 13.0 |
| | Traslapos | 73.4 | 27.3 | 17.9 | 12.3 |
| Vigas Y | Longitudinal | 181.3 | 83.3 | 36.9 | 32.2 |
| | Transversal | 9.7 | 9.7 | 9.7 | 9.7 |
| | Traslapos | 46.0 | 16.8 | 11.0 | 8.2 |
| Total [ton] | | 1055.4 | 492.8 | 401.8 | 377.5 |
| Total [kg/m ²] | | 239.3 | 111.8 | 91.1 | 85.6 |

La Tabla 19 presenta la cantidad de acero requerido para reforzar cada estructura. Es importante recordar que para esta investigación era necesario que el edificio fuera aporticado (numeral 3.4.5), en caso de tener muros o columnas rectangulares, las cantidades de refuerzo disminuirían.

4 Desempeño estructural (Curva Capacidad-Demanda)

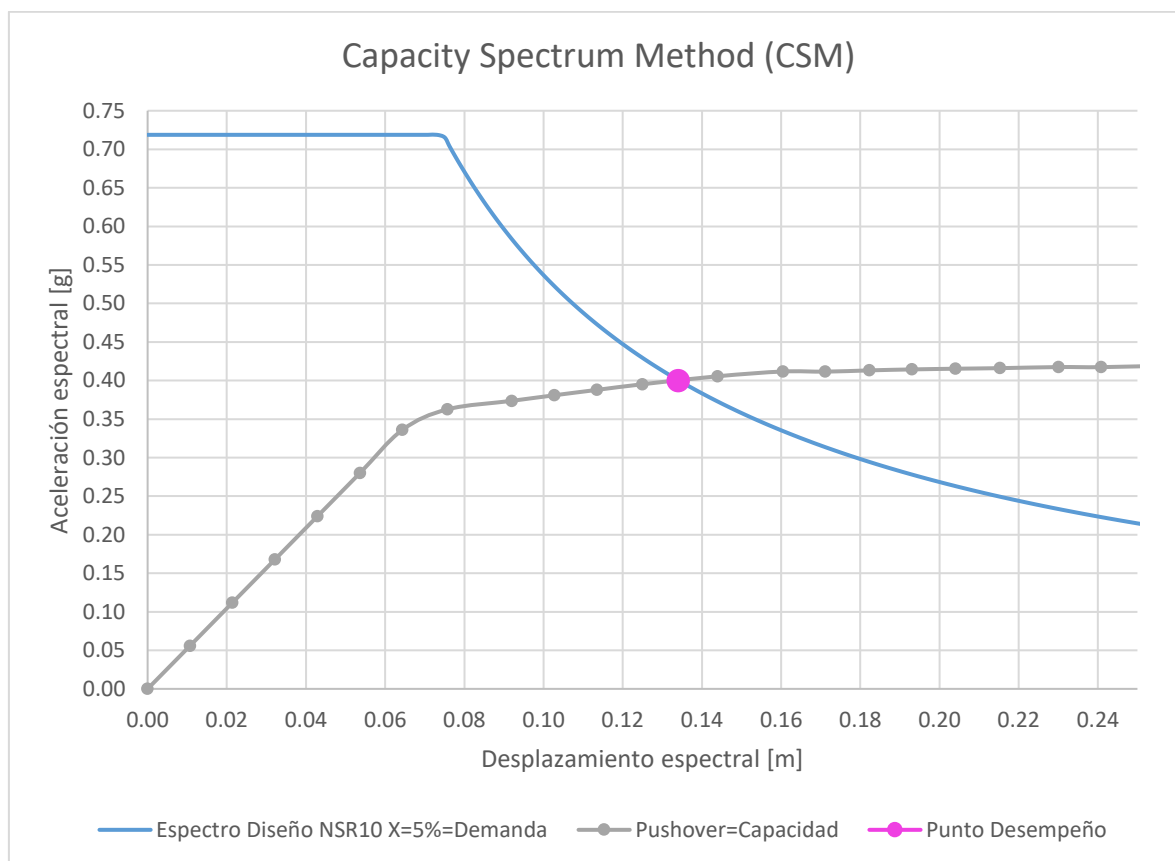
Las estructuras diseñadas ($R=1, 3, 5$ y 7) se sometieron a un análisis estático no lineal (pushover) para evaluar su desempeño cuando ocurre el sismo de diseño. Obtener un nivel de desempeño previo al análisis con el TMD es importante para establecer comparaciones directas entre las estructuras analizadas.

Uno de los métodos más difundidos para evaluar el punto de desempeño de una estructura es el método “Capacidad-Espectro” (Capacity-Spectrum-Method), publicado en 1996 en el acta “ATC-40” (ATC, 1996).

4.1 Método “Capacidad-Espectro” (ATC-40)

Este procedimiento consiste en transformar el pushover de la estructura (curva de capacidad) y el espectro de diseño (curva de demanda) para sobreponerlos en una misma gráfica. Esto se hace de una manera iterativa hasta que converja el punto donde ambas curvas se cruzan (punto de desempeño).

Gráfico 7 Método Capacidad-Espectro según ATC-40



La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

4.1.1 Transformación Curva de Capacidad

Las coordenadas verticales del pushover, que corresponden a fuerza horizontal en la base (cortante basal) se modifican con la siguiente ecuación para obtener aceleraciones espectrales:

$$S_{a,i} = \frac{F_{b,i}}{M_1}$$

En donde $F_{b,i}$ corresponde al cortante basal y M_1 es la masa modal del primer modo de vibración de la estructura.

Las coordenadas horizontales, correspondientes al desplazamiento en la azotea del edificio se modifican con la siguiente ecuación y así se encuentran los desplazamientos espectrales:

$$S_{d,i} = \frac{\delta_{azotea,i}}{\beta_1 \cdot \varphi_{1,azotea}}$$

En donde $\delta_{azotea,i}$ es la deformación lateral en la azotea del edificio, β_1 es el factor de participación del primer modo y $\varphi_{1,azotea}$ es la deformación lateral en la azotea en coordenadas modales.

4.1.2 Transformación Curva de Demanda

Del espectro de diseño solo debe transformarse las coordenadas horizontales, pasando de periodo a desplazamiento espectral. Esto se hace mediante la siguiente ecuación:

$$S_{d,i} = \frac{T_i^2}{4\pi^2} \cdot S_{a,i} \cdot g$$

En donde $S_{a,i}$ y T_i son la aceleración y el periodo del espectro de diseño, respectivamente. La gravedad es g .

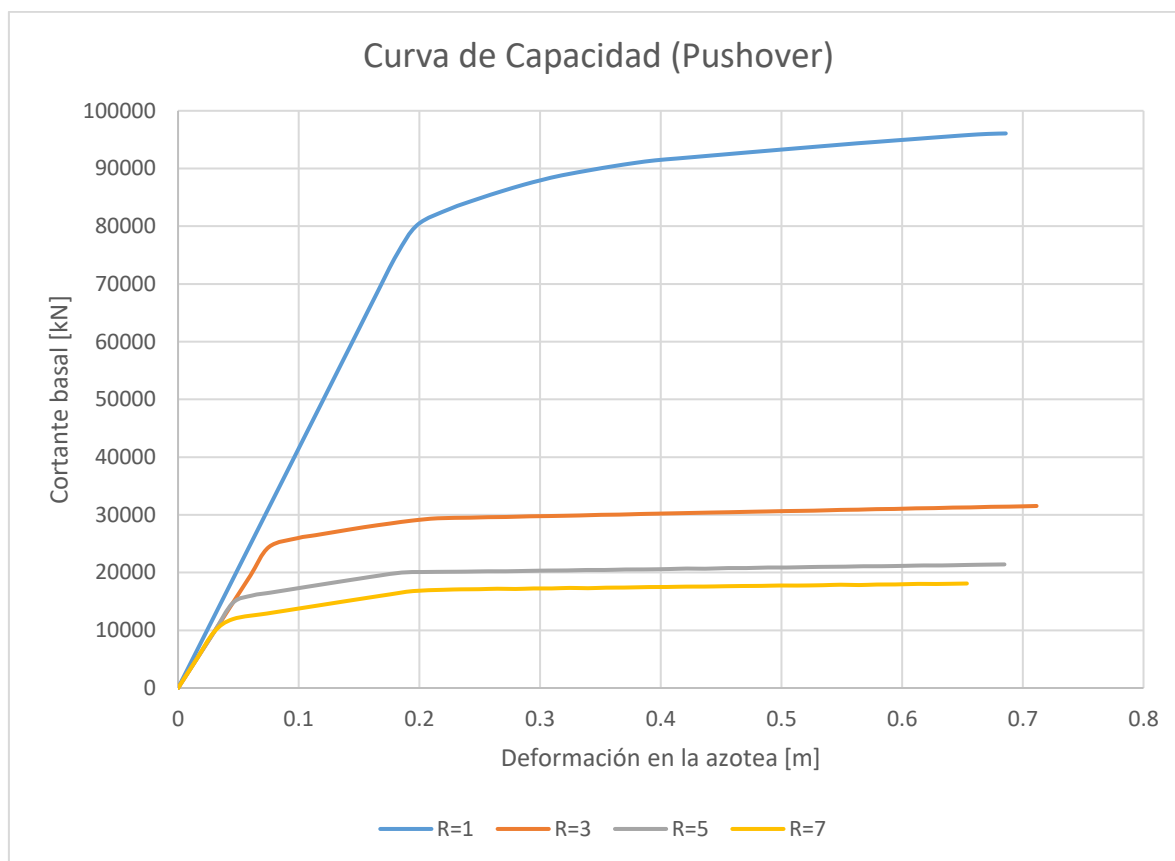
4.2 Resultados Desempeño estructural

En esta investigación, la curva de capacidad se obtuvo cargando lateralmente la estructura con una carga lateral cuya distribución fue calculada automáticamente por SAP2000 a partir de la deformada del modo fundamental de la estructura.

La curva de demanda, corresponde al espectro de diseño (incluye el factor de importancia igual a 1.5)

Las curvas de capacidad de las edificaciones trabajadas se presentan en el Gráfico 8.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

Gráfico 8 Curvas de capacidad $R=1, 3, 5$ y 7 

La NSR-10 todavía hace parte del grupo de códigos de diseño basados en fuerzas. Sus requisitos de diseño sismorresistente están fundamentados en el objetivo de reducir la pérdida de vidas y la protección del patrimonio (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2010). No obstante, la norma se queda corta a la hora de especificar los niveles de daño permitidos en las estructuras luego de un evento sísmico.

Como se ha mostrado a lo largo del numeral 3, la NSR-10 las estructuras indispensables, como el caso de este hospital, se someten a fuerzas de diseño mayores ($I=1.5$) y deben cumplir el requisito adicional del umbral de daño. Sin embargo, no existen requisitos específicos para verificar el comportamiento de una estructura luego del sismo de diseño. Las siguientes preguntas, por ejemplo, no están claramente respondidas en la normativa actual y cada que ocurre un sismo devastador cobran más relevancia: ¿Es igual de importante que un hospital y un edificio de oficinas tengan operación continua después de un sismo?, ¿Cuánto está dispuesto a pagar el dueño de un proyecto por la repotenciación de su edificio debido a los daños que causó un sismo? ¿Es más económico demoler y reconstruir una edificación debido a la severidad de sus daños?

Precisamente estas preguntas sobre el desempeño estructural han motivado investigaciones en Estados Unidos las cuales han dado como resultado una transición del diseño basado en fuerzas (Prescriptive Design), diseño prescriptivo al diseño por [La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.](#)

desempeño (Performance Based Design). Este cambio ha generado la publicación de nuevos códigos de diseño que se enfoquen en el desempeño de una estructura cuando ocurre el sismo de diseño (FEMA, 2012).

En las siguientes secciones se mostrarán, para cada R, la curva Capacidad-Demanda y la curva de capacidad incluyendo el punto de desempeño y los niveles de desempeño: *operación continua (B)*, *ocupación inmediata (Immediaty Occupancy, IO)*, *protección de la vida (Life Safety, LS)* y *prevención del colapso (Collapse Prevention, CP)*, según (ASCE, 2014). Estos niveles de desempeño se han vuelto más importantes en el nuevo milenio debido a la evolución en los métodos de diseño de estructuras.

4.2.1 R=1

Gráfico 9 Capacidad-Demanda R=1

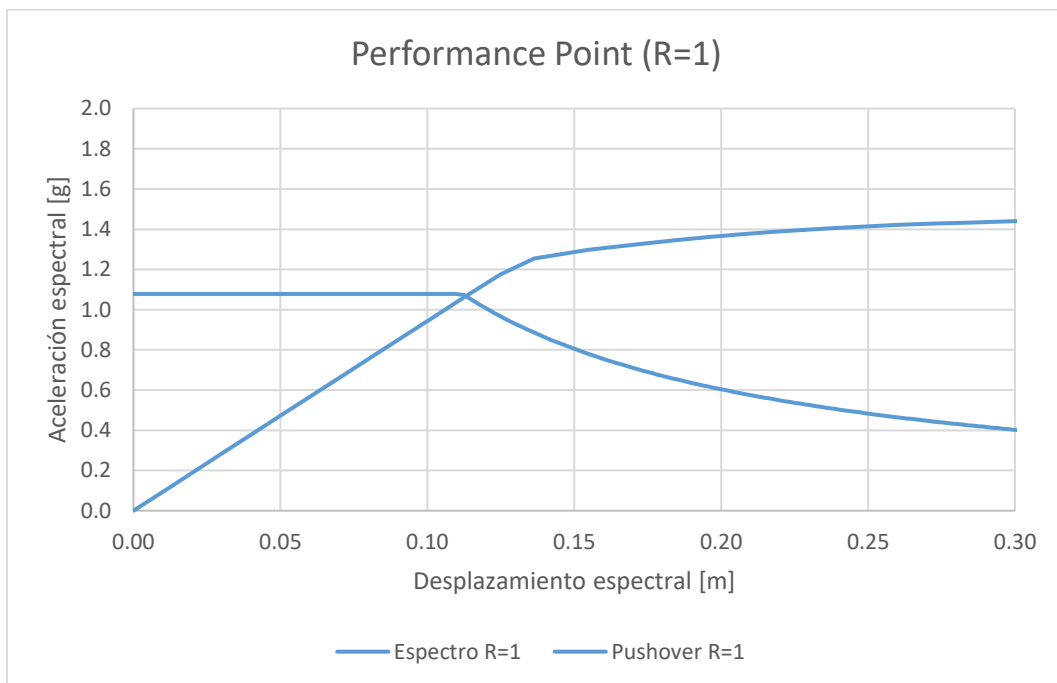
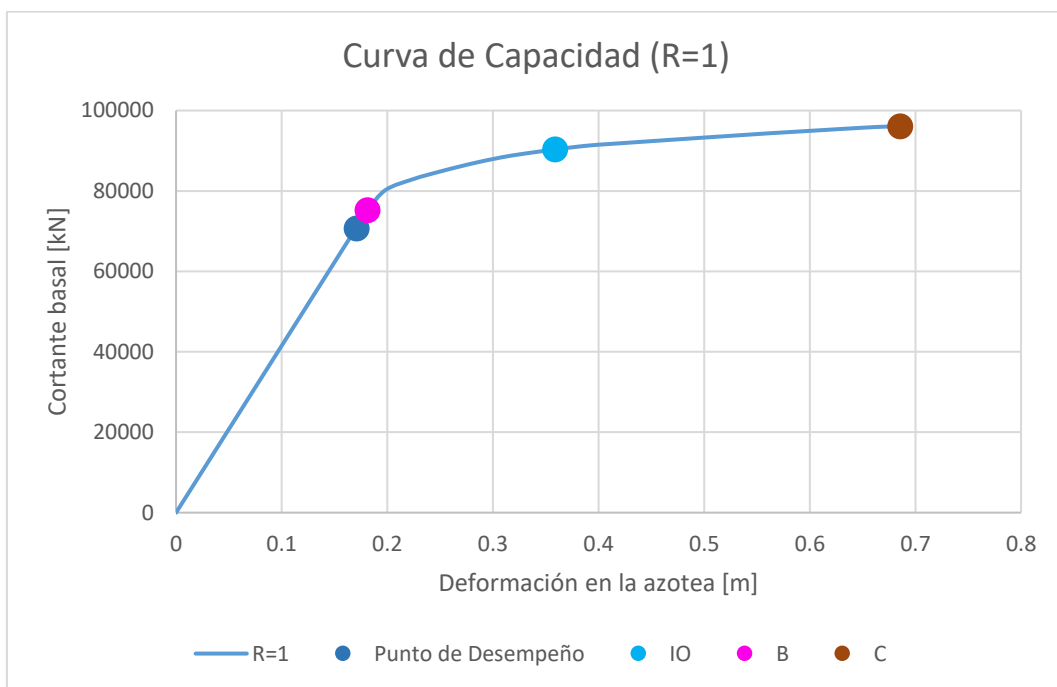


Gráfico 10 Capacidad R=1



La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

4.2.2 R=3

Gráfico 11 Capacidad-Demanda R=3

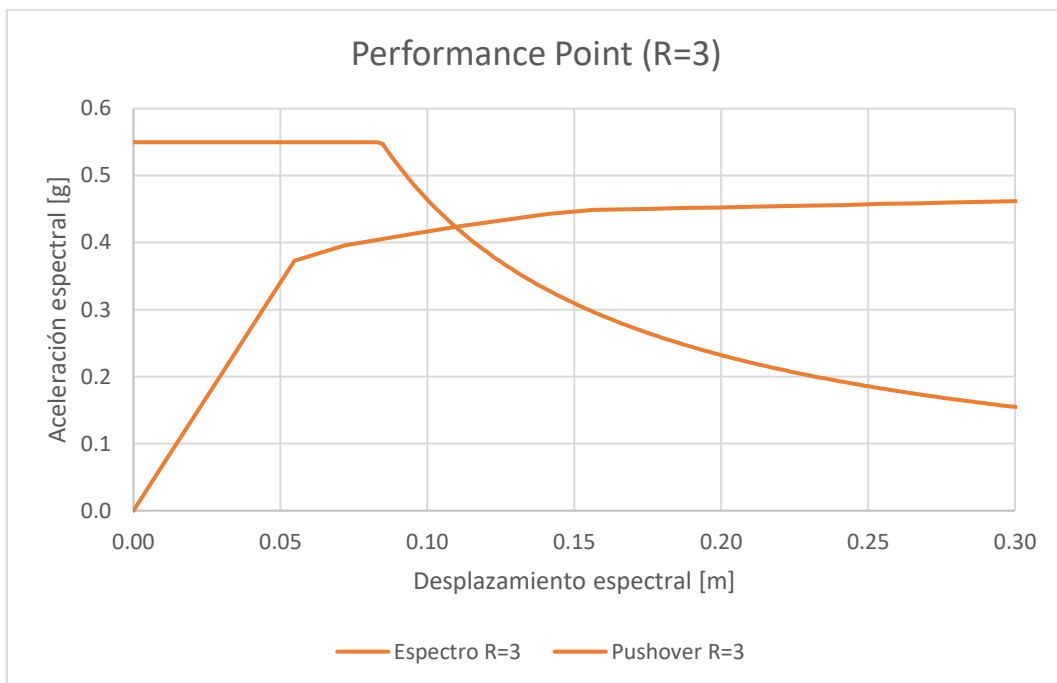
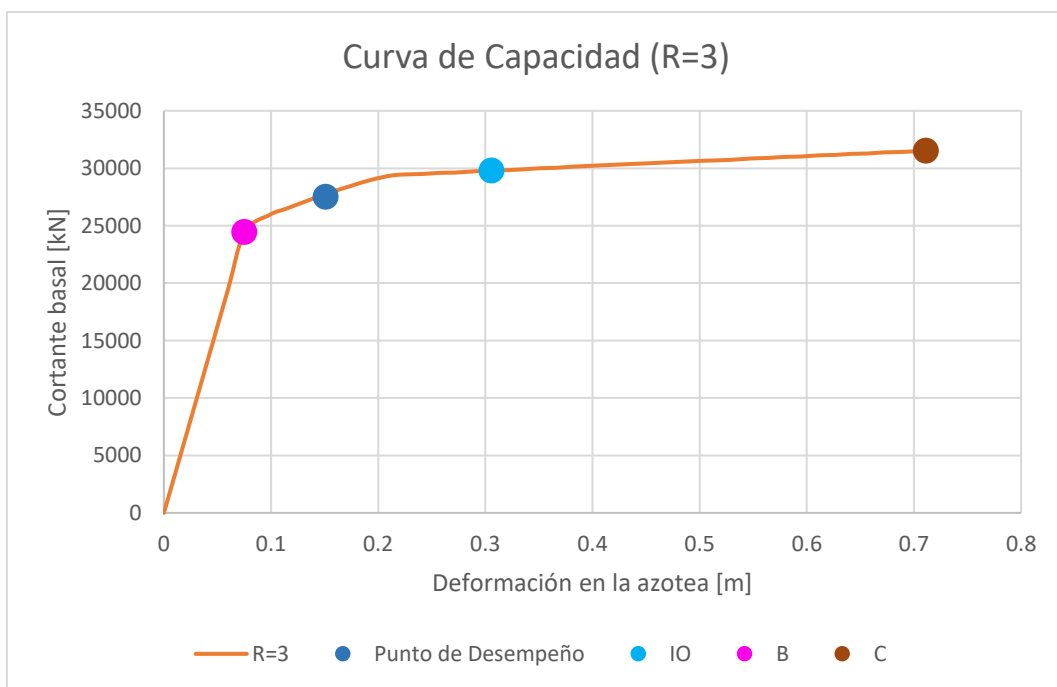


Gráfico 12 Capacidad R=3



La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

4.2.3 R=5

Gráfico 13 Capacidad-Demanda R=5

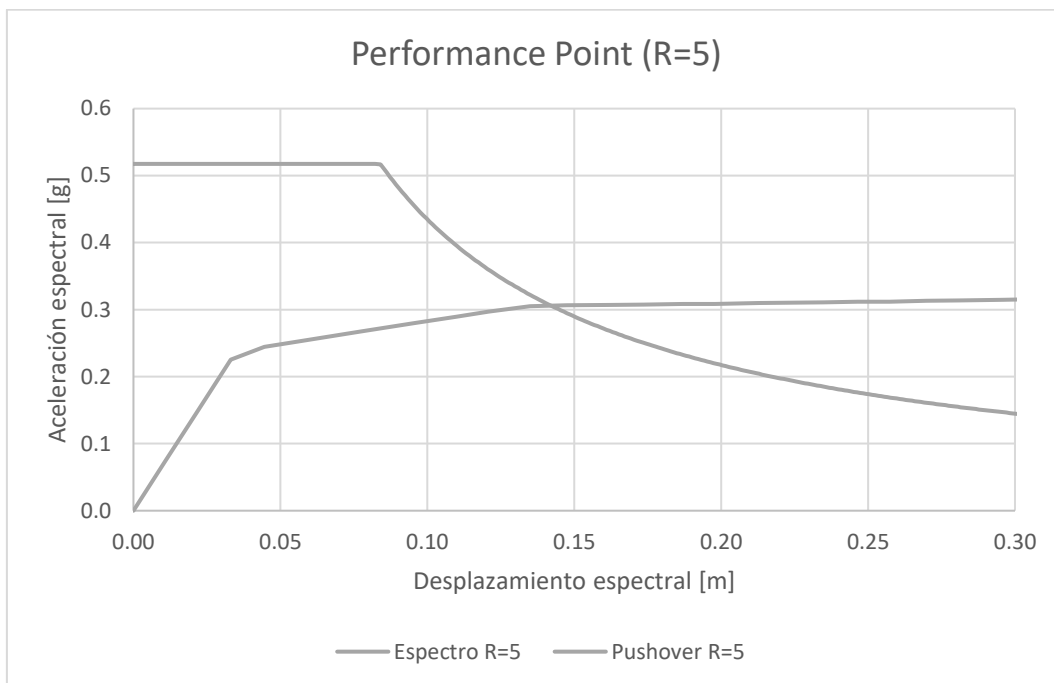
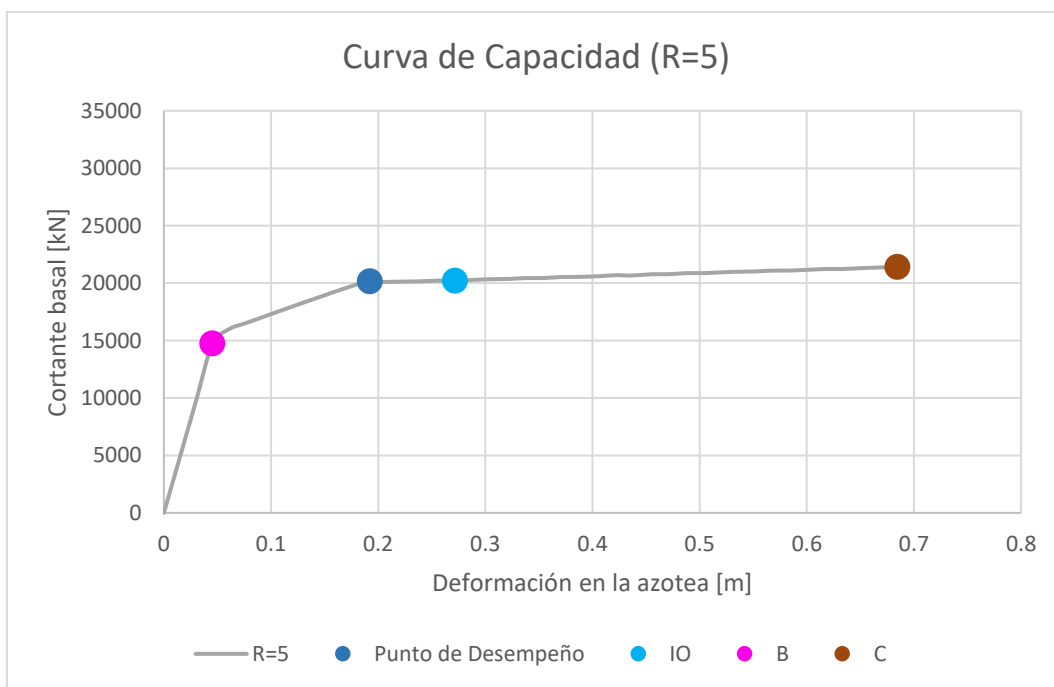


Gráfico 14 Capacidad R=5



La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

4.2.4 R=7

Gráfico 15 Capacidad-Demanda R=7

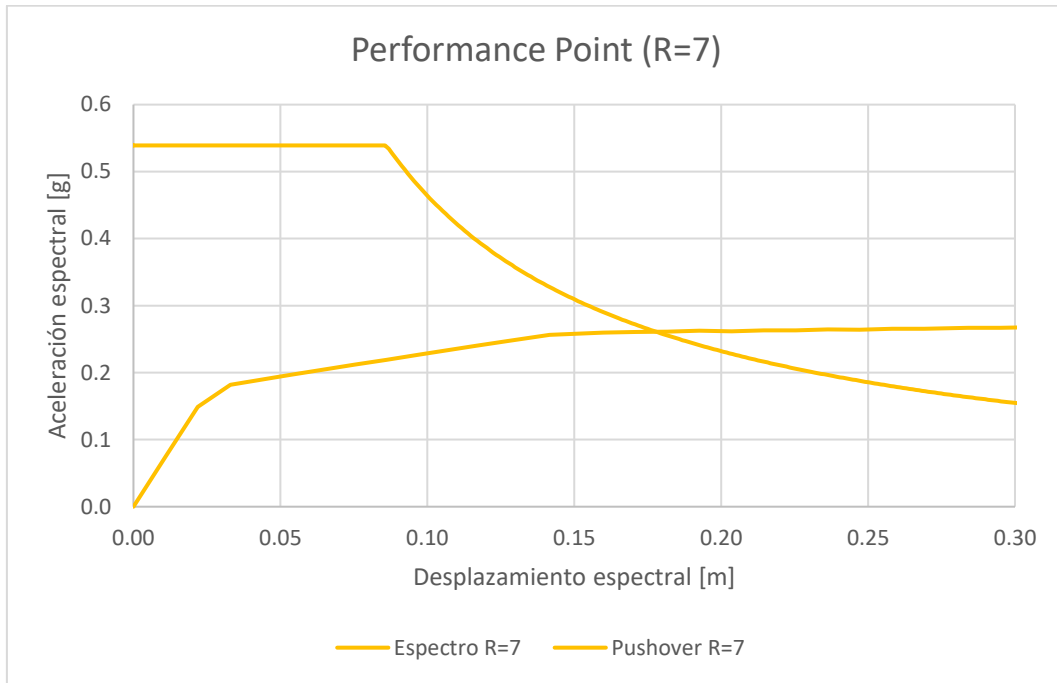
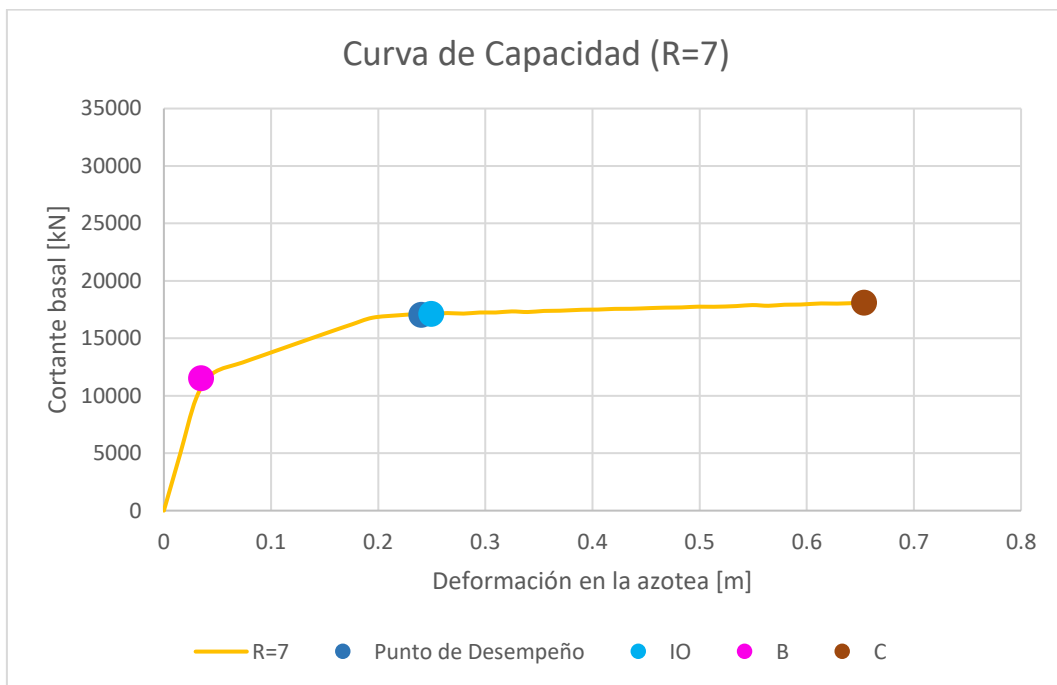


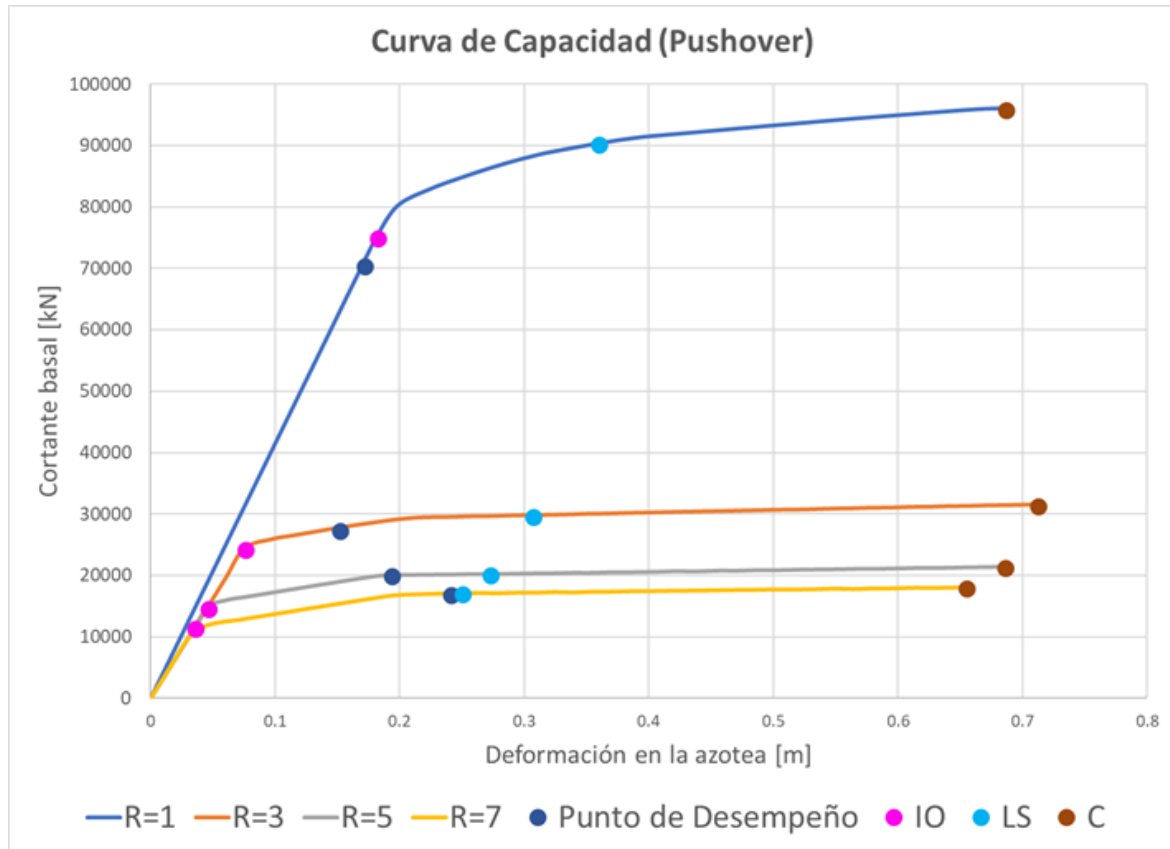
Gráfico 16 Capacidad R=7



La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

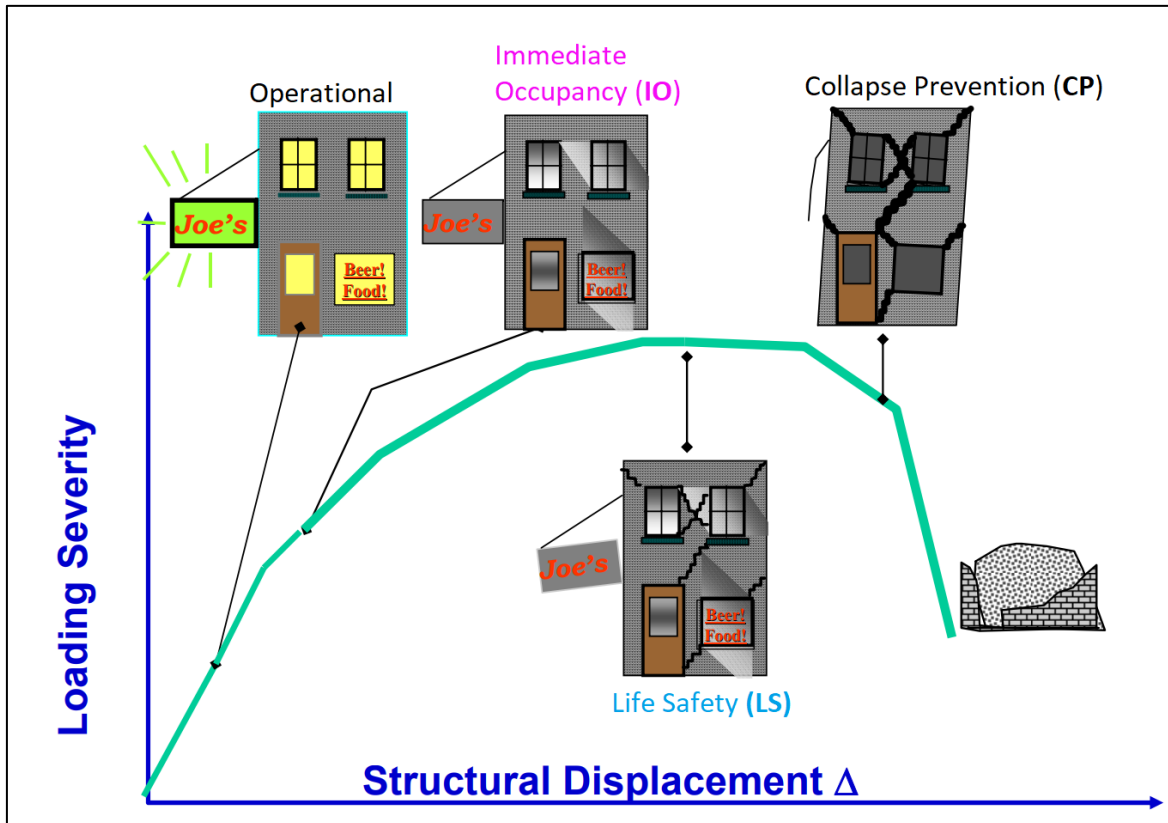
El Gráfico 17 resume las curvas de capacidad para la edificación con los niveles de ductilidad trabajados. En él se observa que el nivel de desempeño disminuye conforme se aumenta la capacidad de ductilidad de una estructura. Exceptuando la estructura con $R=1$, todas las estructuras entraron sobrepasaron el límite elástico, por lo tanto, su desempeño estructural es *ocupación inmediata* (IO). Esto implica que puede haber daños en el sistema eléctrico del edificio así como algunos daños leves en elementos no estructurales.

Gráfico 17 Curvas de Capacidad $R=1, 3, 5$ y 7 (incluye Desempeño)



La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

Gráfico 18 Estados desempeño estructural según FEMA 451B



En el numeral 3.6.2 se calculó el coeficiente de disipación de energía, R , que exige la norma para la estructura trabajada en esta investigación. Este valor es $R=7$. En el Gráfico 17 se observa que la estructura con este nivel de ductilidad sobrepasa ampliamente el límite de operación continua y está en el límite de ocupación de inmediata. El Gráfico 18 ayuda a comprender mejor cada uno de los niveles de desempeño estructural.

¿Es seguro que las personas afectadas por el sismo de diseño se dirijan a este hospital?

5 Ajuste Espectral de Acelerogramas

Para realizar los análisis tiempo-historia, se escogieron 8 acelerogramas con las características mencionadas en la sección 2.2.1, las cuales eran una velocidad entre 360 y 760 m/s (Perfil de suelo tipo C) y una distancia al hipocentro menor a 20 km. Estos registros sísmicos deben ser ajustados al espectro de diseño teniendo en cuenta los requisitos del ASCE 7-16 (ASCE, 2017). El capítulo A.2.7.1 (c) de la NSR-10 contiene unos requisitos para el ajuste de acelerogramas, sin embargo, estos son menos exigentes y específicos que los de la ASCE 7-16. Por esta razón se trabajó con los estándares norteamericanos.

Adicionalmente se realizaron análisis tiempo-historia con los acelerogramas del sismo de Armenia en 1999 (en dirección Norte-Sur y Este-Oeste). Estos acelerogramas se tomaron de la Universidad Del Quindío en Armenia y al estar en la misma ciudad que este caso de estudio, no se realizó ajuste espectral.

Entonces, los análisis se hicieron con 8 acelerogramas, de los cuales 6 fueron ajustados espectralmente.

5.1 Lista de acelerogramas

En la Tabla 20 se muestra la información de los acelerogramas que se escogieron para ajustarlos al espectro de diseño y posteriormente realizar los análisis tiempo-historia. Estos registros fueron obtenidos de la base de datos NGA-West 2 del PEER (*Pacific Earthquake Engineering Research Center*) (PEER, 2014). En esta base de datos se encuentra información sobre los sismos que han ocurrido en la costa oeste de Estados Unidos y en regiones sísmicas activas alrededor del mundo.

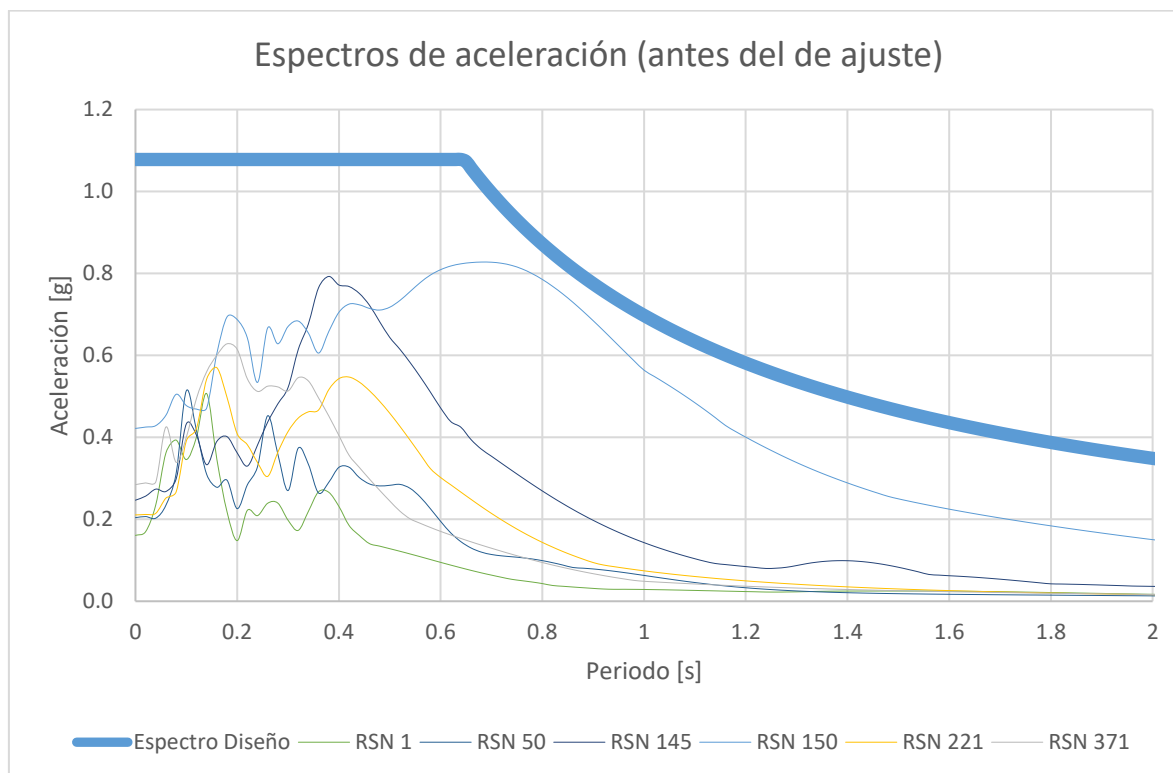
En esta investigación se trabajó con una mayoría de sismos que ocurrieron en California, también se incluyó un sismo en el estado de Montana y otro en Turquía. El criterio para escoger estos acelerogramas fue que en el registro se observara un pico de aceleración.

Tabla 20 Lista de Acelerogramas para ajustar

| Reco rd # | Ciudad | Estado | Pa ís | Añ o | Estación | Magnit ud | Rrup [km] | Vs30 [m/s] |
|--------------|----------------|----------------|----------|----------|---|--------------|--------------|---------------|
| RSN 1 | Helena | Monta na | US A | 19 35 | "Carroll College" | 6 | 2.86 | 593.35 |
| RSN 50 | Lytle Creek | Califor nia | US A | 19 70 | "Wrightwood - 6074 Park Dr" | 5.33 | 12.14 | 486.00 |
| RSN 145 | Coyote Lake | Califor nia | US A | 19 79 | "Coyote Lake Dam - Southwest Abutment" | 5.74 | 6.13 | 561.43 |
| RSN 150 | Coyote Lake | Califor nia | US A | 19 79 | "Gilroy Array #6" | 5.74 | 3.11 | 663.31 |
| RSN 221 | Livermor e | Califor nia | US A | 19 80 | "Livermore - Fagundas Ranch" | 5.42 | 11.40 | 387.04 |
| RSN 371 | Coalinga | Califor nia | US A | 19 83 | "Anticline Ridge - Palmer Ave" | 5.09 | 11.58 | 463.2 |

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

Gráfico 19 Espectros de aceleración (antes del ajuste)



5.2 Criterios para el ajuste

El numeral 12.9.2.3.1 de la ASCE 7-16 contiene los requisitos para realizar un ajuste espectral. Este indica que el ajuste de los acelerogramas se debe hacer entre un intervalo de periodos igual a $0.8T_{lower}$ y $1.2T_{upper}$. Para que un acelerograma ajustado se apruebe, este no debe tener ordenadas de aceleración que varíen en más de un 10% con respecto al sismo de diseño (ASCE, 2017).

T_{upper} es el periodo fundamental de la estructura y T_{lower} es el periodo estructural en donde se activa más del 90% de la masa estructural. En el edificio en cuestión T_{lower} es 0.8 s y T_{upper} es 0.1 s.

El ajuste espectral se hizo con el programa “SeismoMatch”, desarrollado por la empresa “SeismoSoft” la cual tiene su sede en Pavía, Italia. Este programa usa los algoritmos de Abrahamson y Hancock para modificar el acelerograma para ajustar las coordenadas espectrales al espectro de diseño en un intervalo de periodos (Seismosoft Ltd., 2016).

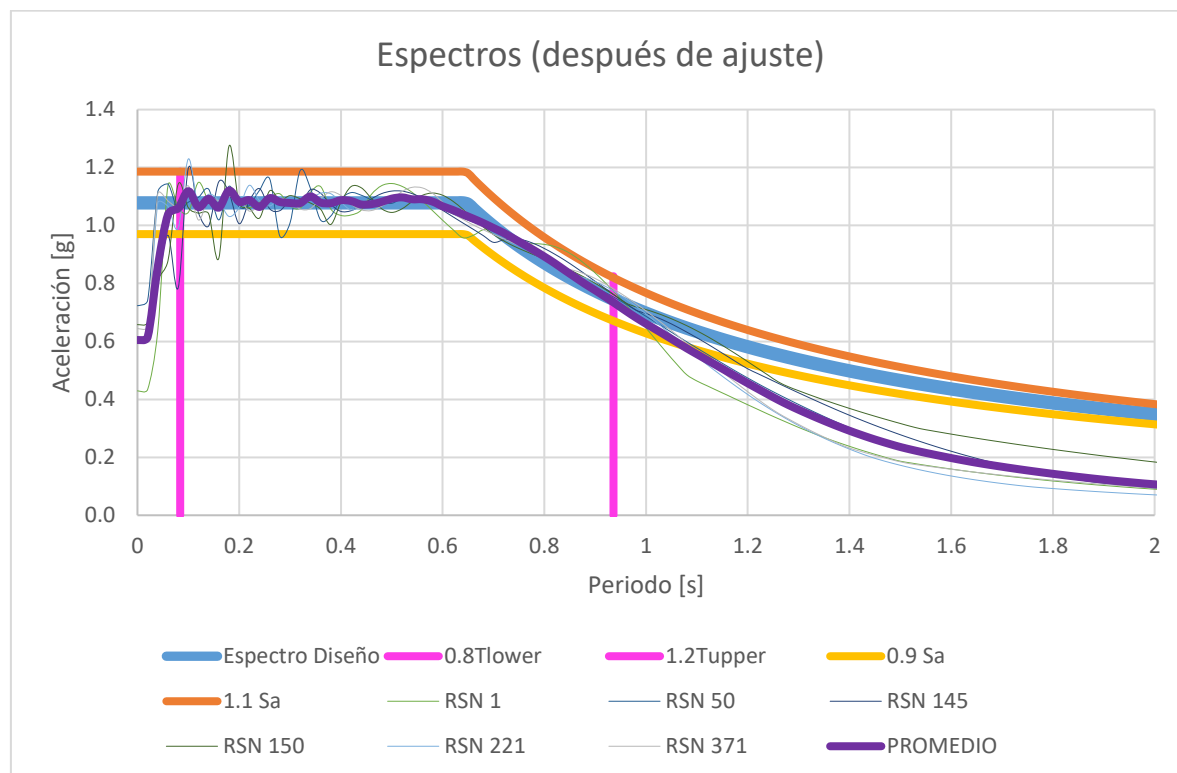
Los espectros de los sismos escogidos (Gráfico 19) muestran que en el intervalo entre 0 y 0.5 s el valor de la aceleración espectral es *aproximadamente* constante. Este comportamiento coincide con la meseta del sismo de diseño (intervalo de periodos en el

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

que la aceleración es constante) y, por lo tanto, favorece el resultado del ajuste espectral. La *forma* del espectro de Fourier de un acelerograma antes y después del ajuste es aproximadamente igual.

5.3 Acelerogramas ajustados

Gráfico 20 Espectros de aceleración (después del ajuste)



El resultado del ajuste espectral se presenta en el Gráfico 20. Los acelerogramas escogidos se ajustan al espectro de diseño de manera satisfactoria según los criterios del numeral 5.2. El promedio del espectro de los registros sísmicos prácticamente coincide con el espectro de diseño de la NSR-10.

6 Tuned Mass Damper (TMD)

Factores importantes para el diseño y funcionamiento del TMD son:

- El parámetro a controlar: deformación, velocidad y/o aceleración.
- la ubicación del o de los TMDs.
- la cantidad de TMDs en la estructura.
- la relación de masas entre el TMD y la estructura ($\mu = m_{\text{estructura}}/m_{\text{TMD}}$).
- el amortiguamiento (ξ_{TMD}).

6.1 Análisis parámetros TMD

Con la intención de identificar la sensibilidad de algunos de los parámetros anteriormente mencionados, se realizó un análisis analítico de un sistema de un grado de libertad (SDOF) con TMD sometido a una aceleración periódica (función sinusoidal) que actúa en la base de la estructura.

Se graficó el desplazamiento de la estructura (eje vertical) contra la relación entre la frecuencia de la función sinusoidal y la frecuencia de la estructura. Se quería encontrar el efecto del TMD para reducir los desplazamientos de la estructura cuando la frecuencia de excitación era muy cercana a la frecuencia de la estructura.

El punto de partida para la sintonización del TMD son las relaciones que planteó Den Hartog hace casi un siglo (Den Hartog, 1934). Él planteó las siguientes relaciones para lograr la mayor disminución de *desplazamientos* en la estructura:

$$f_{\text{óptima}} = \frac{1}{1 + \mu} = \frac{f_{\text{TMD}}}{f_{\text{Estructura}}} = \frac{T_{\text{Estructura}}}{T_{\text{TMD}}}$$

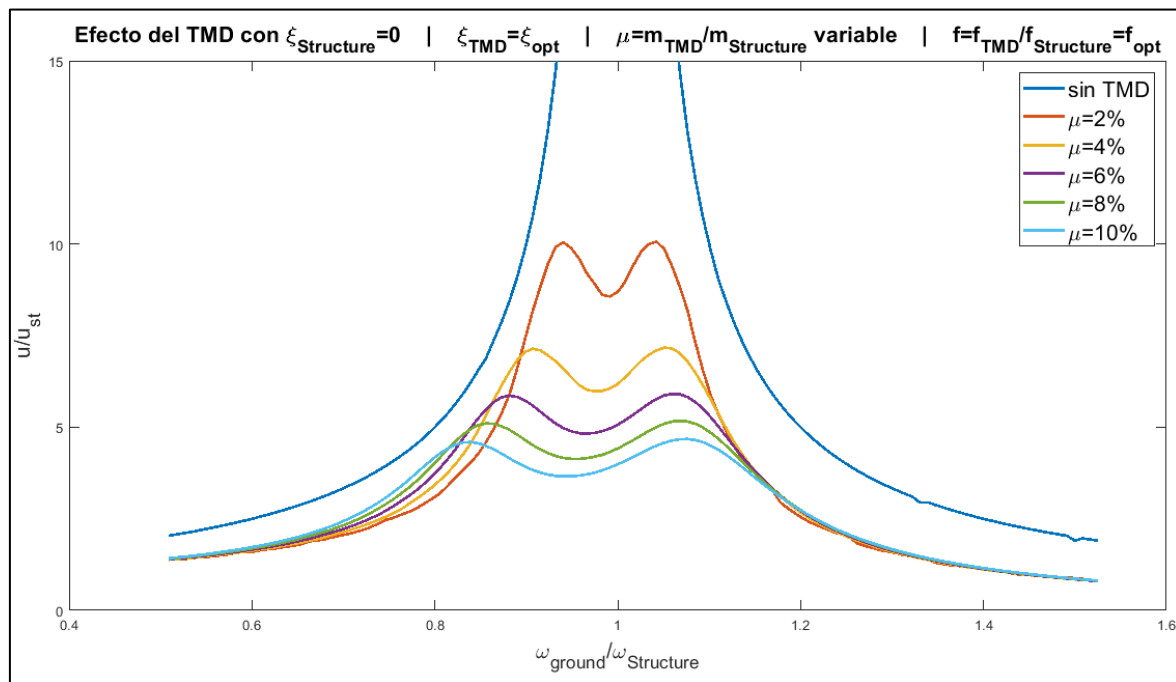
$$\xi_{\text{TMD, óptimo}} = \sqrt{\frac{3\mu}{8(1+\mu)}}$$

Los parámetros más representativos en las ecuaciones anteriores son: la relación de masas (μ), la relación de frecuencias (f) y el amortiguamiento del TMD (ξ). Por lo tanto, se hizo un análisis modificando estos parámetros con los valores de la Tabla 21.

Tabla 21 Análisis sensibilidad parámetros TMD

| | μ | f | ξ |
|---------------|---|--|--|
| Caso 1 | Variable ($\mu=2\%, 4\%, 6\%, 8\%, 10\%$) | Constante= f_{optimo} | Constante= ξ_{optimo} |
| Caso 2 | Constante=10% | Variable ($f=0,8f_{\text{optimo}}, f_{\text{optimo}}, 1,2f_{\text{optimo}}$) | Constante= ξ_{optimo} |
| Caso 3 | Constante=10% | Constante= f_{optimo} | Variable ($\xi_{\text{TMD}}=0,6\xi_{\text{optimo}}, \xi_{\text{optimo}}, 1,4\xi_{\text{optimo}}$) |

6.1.1 Caso 1 (μ variable)

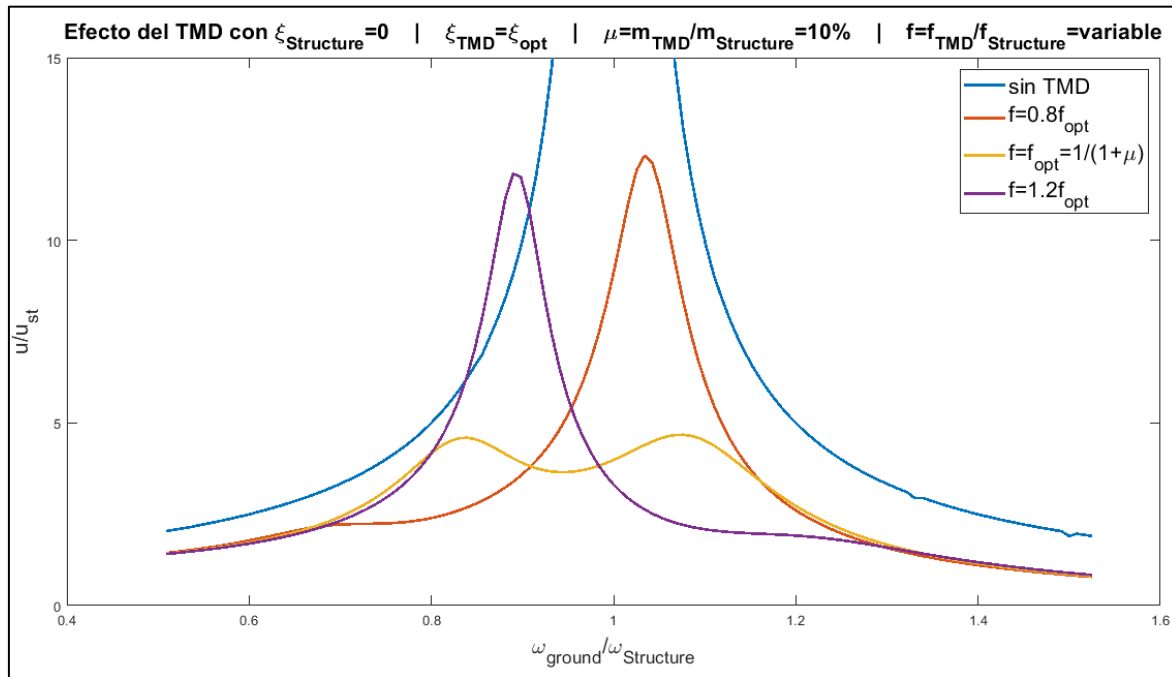
Gráfico 21 Análisis de sensibilidad Caso 1 (μ variable)

En este caso se puede concluir que aumentando la masa del TMD se obtiene una reducción significativa del desplazamiento de la estructura. Por ejemplo, los desplazamientos se reducen un 50% si se usa un $\mu=10\%$ en comparación de $\mu=2\%$. En un caso real, este parámetro no puede ser aumentado arbitrariamente, ya que concentrar masas por encima del 10% del peso total de la estructura genera otros problemas estructurales.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

6.1.2 Caso 2 (f variable)

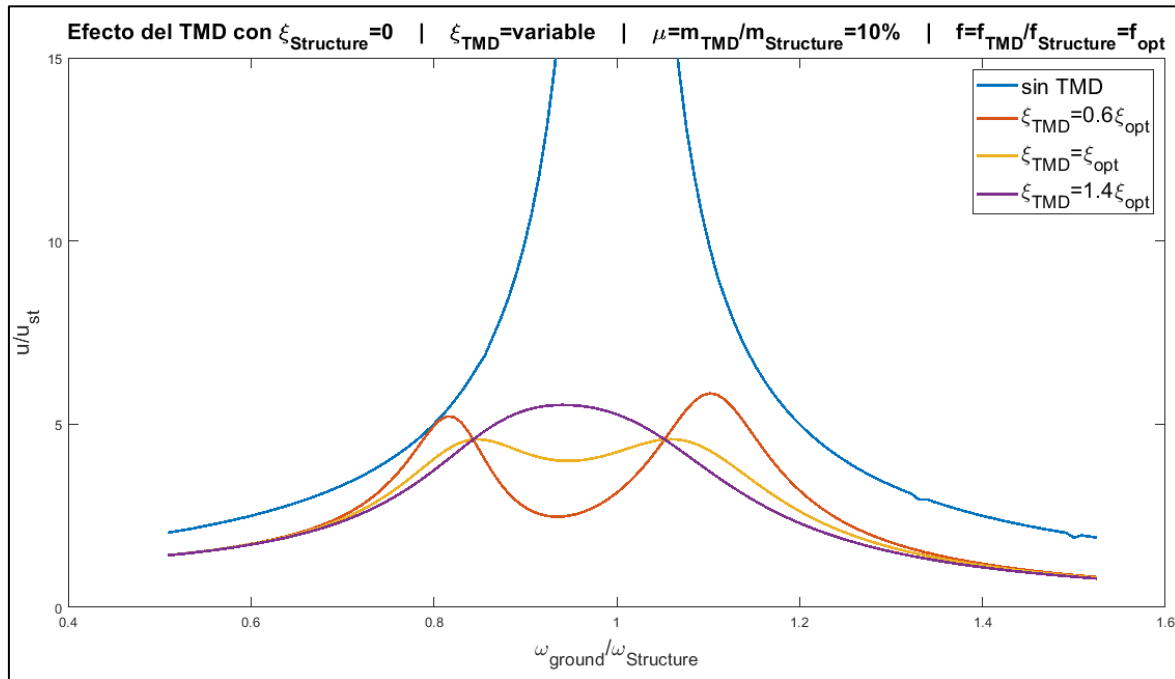
Gráfico 22 Análisis de sensibilidad Caso 2 (f variable)



De este Segundo caso se puede concluir que, si la estructura y el TMD tienen periodos muy diferentes, se genera un fenómeno de resonancia que implica que los desplazamientos de la estructura van a aumentar considerablemente. En este caso los desplazamientos se incrementan hasta un 200%.

6.1.3 Caso 3 (ξ_{TMD} variable)

Gráfico 23 Análisis de sensibilidad Caso 3 (ξ_{TMD} variable)



Una variación amortiguamiento del TMD no tiene demasiada incidencia en la reducción de los desplazamientos de la estructura.

Curioso en este caso es que trabajando con un amortiguamiento del TMD con un valor 40% menor al amortiguamiento óptimo se pueden reducir considerablemente los desplazamientos cuando la frecuencia del suelo es muy cercana a la frecuencia de la estructura. Sin embargo, en el caso de un sismo, la frecuencia de este no se puede predecir, por lo tanto, es más confiable trabajar con el amortiguamiento óptimo para el TMD.

Finalmente, las conclusiones de las tres gráficas anteriores son:

Una desintonización del periodo del TMD y el periodo de la estructura es el escenario desfavorable para reducir los desplazamientos estructurales.

El aumento de la relación de masas tiene un efecto más significativo que la variación del amortiguamiento del TMD para reducir los desplazamientos estructurales.

6.2 Periodo y amortiguamiento del TMD

La rigidez y el amortiguamiento del TMD se calcularon a partir de las ecuaciones que propuso (Den Hartog, 1934) relacionando el periodo del TMD (desconocido) y el periodo de la estructura (conocido).

Previo a calcular la rigidez y el amortiguamiento del TMD, se debe definir la masa del TMD para conocer la relación μ . En la sección 0 se mostró la relevancia que tiene la masa del TMD para mejorar la protección del sistema y también se mencionó que en términos prácticos trabajar con $\mu > 10\%$ es inviable. En la literatura se ha trabajado con valores de μ iguales a 1,6% (Tuan & Shang, 2014) y 3% (Pinkaew, Lukkunaprasit, & Chatupote, 2003), 10% (Wong, 2008).

En este trabajo se decidió trabajar con $\mu = 5\%$ ($m_{TMD} = 451$ ton, ver Tabla 7), ya que está dentro del rango de valores que se han trabajado en la literatura y es un valor conservador teniendo en cuenta los problemas estructurales y constructivos de trabajar con valores mayores.

$$f_{\text{optima}} = \frac{1}{1+\mu} = \frac{f_{TMD}}{f_{Estructura}} = \frac{T_{Estructura}}{T_{TMD}} \quad (\text{Den Hartog, 1934})$$

$$f_{\text{optima}} = \frac{0.8 \text{ s}}{2\pi \sqrt{\frac{451 \text{ ton}}{k_{TMD}}}} = \frac{1}{1 + 0.05}$$

$$k_{TMD} = 25251.3 \text{ kN/m}$$

Este valor de rigidez se usó en los análisis tiempo-historia para todas las estructuras ($R=1, 3, 5$ y 7).

El valor del amortiguamiento, ξ_{TMD} , también se calculó según (Den Hartog, 1934).

$$\xi_{\text{optimo}} = \sqrt{\frac{3\mu}{8(1+\mu)}} = \sqrt{\frac{3 \cdot 0.05}{8(1+0.05)}} = 13.4\%$$

$$C_{\text{optimo}} = 2\xi_{\text{optimo}} \sqrt{k_{TMD} m_{TMD}} = 902.22 \text{ kNs/m}$$

6.3 TMD en SAP2000

Uno de los puntos clave de esta investigación era lograr modelar un TMD en SAP2000 en la azotea de la estructura. CSI, el desarrollador del programa tiene un tutorial para modelar un TMD.

Este consiste en dibujar un elemento tipo *link* al que se le asignan los valores k_{TMD} y ξ_{TMD} . Uno de los nodos del link se une a la estructura y el otro se deja libre. Al nodo libre se le asigna la masa del TMD.

7 Análisis no lineal tiempo-historia (time-history)

Las estructuras con y sin TMD ($R=1, 3, 5$ y 7) fueron sometidas a análisis cronológicos con los acelerogramas de los sismos presentados en la Tabla 20.

7.1 Parámetros modelación no lineal tiempo-historia


Los análisis cronológicos se corrieron en SAP2000. A continuación, se presentan los parámetros de entrada al programa previo al análisis.

7.1.1 Tipo de análisis

Se corrieron análisis no lineales tiempo historia. La plasticidad de la estructura se modeló de manera concentrada en los extremos de los elementos, por medio de rótulas plásticas. Estas rótulas tienen asociada una curva momento-rotación que SAP2000 generó a partir de la información de diseño de las vigas y columnas. Estas rótulas están ubicadas a una distancia igual a $0,1L_{\text{elemento}}$, medida desde el extremo de cada elemento.

La Ilustración 5 muestra una de las curvas momento-rotación del modelo en SAP2000. Una variable importante en el comportamiento de las rótulas es la histéresis. En esta investigación se utilizó la histéresis isotrópica, que la definió automáticamente el programa.

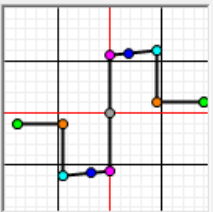
Ilustración 5 Información de la rótula plástica en el software de análisis

 Frame Hinge Property Data for 374H1 - Moment M3 ✕

Edit

Displacement Control Parameters

| Point | Moment/SF | Rotation/SF |
|-------|-----------|-------------|
| E- | -0.2 | -0.0489 |
| D- | -0.2 | -0.0248 |
| C- | -1.1 | -0.0247 |
| B- | -1. | 0. |
| A | 0. | 0. |
| B | 1. | 0. |
| C | 1.1 | 0.025 |
| D | 0.2 | 0.025 |
| E | 0.2 | 0.05 |



☐ Symmetric

Type

☒ Moment - Rotation

☐ Moment - Curvature

Hinge Length

☒ Relative Length

Hysteresis Type And Parameters

Hysteresis Type Isotropic

No Parameters Are Required For This Hysteresis Type

Load Carrying Capacity Beyond Point E

☒ Drops To Zero

☐ Is Extrapolated

Scaling for Moment and Rotation

☐ Use Yield Moment

☐ Use Yield Rotation

(Steel Objects Only)

| | Positive | Negative |
|-------------|----------|----------|
| Moment SF | 666.1461 | 800.5413 |
| Rotation SF | 1. | 1. |

Acceptance Criteria (Plastic Rotation/SF)

| | Positive | Negative |
|---|----------|------------|
| <input checked="" type="checkbox"/> Immediate Occupancy | 0.01 | -9.729E-03 |
| <input type="checkbox"/> Life Safety | 0.025 | -0.0247 |
| <input type="checkbox"/> Collapse Prevention | 0.05 | -0.0489 |

☒ Show Acceptance Criteria on Plot

OK Cancel

7.1.2 Condiciones iniciales

El caso de carga vertical (carga muerta + carga viva, Tabla 11) se consideró como condición inicial.

7.1.3 Cargas aplicadas

La carga aplicada era el acelerograma de cada sismo, introducido como aceleración en la dirección de análisis (dirección x) y se multiplicó por la gravedad.

7.1.4 Amortiguamiento

Dado que el edificio es un sistema con múltiples grados de libertad (MDOF), el amortiguamiento se introdujo mediante los coeficientes de Rayleigh a_0 y a_1 (Chopra, 2016). Estos parámetros los calcula automáticamente el programa a partir de dos periodos de

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

entrada y el amortiguamiento. En este caso se ingresaron el periodo fundamental (0.8 s) y el segundo periodo (0.2 s) y un amortiguamiento del 5% para ambos periodos.

7.1.5 Tipo de solución

Los análisis no lineales se resolvieron mediante integración directa a partir del método de Newmark con los parámetros $\gamma=0.5$ y $\beta=0.25$.

8 Resultados Análisis no lineal tiempo-historia

El objetivo de este trabajo es comparar el desempeño estructural de edificaciones con y sin TMD en diferentes niveles de ductilidad **en función del índice de daño. Adicionalmente**, se analizaron las aceleraciones de piso, los desplazamientos de piso y las derivas de piso ya que estos factores son relevantes para ubicar la estructura en uno de los niveles de desempeño mencionados en el numeral 4 (*Desempeño estructural (Curva Capacidad-Demanda)*).

8.1 Índice de daño (ID)

8.1.1 Parámetros para calcular el ID

El índice de daño se calculó mediante la ecuación propuesta por (Park, Ang, & Wen, 1984), presentada en el numeral 1.6.2. Esta ecuación se evaluó a nivel de rótulas para encontrar el índice de daño.

$$ID = \frac{\theta_{max}}{\theta_u} + \frac{\beta}{M_y \theta_u} \int dE$$

De esta ecuación es importante aclarar los valores que se asumieron para θ_u , M_y y β .

8.1.1.1 θ_u (Rotación última)

Este valor se discutió durante las reuniones de trabajo para la elaboración de esta investigación. La decisión que se tomó fue utilizar los valores de referencia presentados por (ASCE, 2014) en vigas (Tabla 10-7 de ASCE, 2014) y columnas (Tabla 10-8 de ASCE, 2014). La rotación máxima es el valor que represente un nivel de desempeño LS (Life safety).

8.1.1.2 M_y (Momento de fluencia)

Para el cálculo del momento de fluencia en las vigas y columnas se hizo un análisis de las secciones con su respectivo detallado (ver numeral 3.9).

8.1.1.3 β

Este valor se calculó según la ecuación propuesta por (Park, Ang, & Wen, 1984) en su informe.

$$\beta = \left(-0,165 + 0,0315 \frac{l}{d} + 0,131 \rho \right) 0,84^{\rho_s}$$

En donde:

$\frac{l}{d}$ es la relación longitud/altura del elemento (sin recubrimiento)

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

ρ es la cuantía longitudinal del elemento (utilizar 0,75% si $\rho < 0,75\%$)

ρ_s es la relación entre el volumen de los estribos y el volumen de la sección confinada, medida desde los extremos de los estribos.

8.1.2 Resultados ID

El ID se calculó para las edificaciones con y sin TMD, para cada uno de los niveles de ductilidad con los sismos incluidos en la Tabla 20.

En este numeral se presentarán dos gráficos por cada sismo: uno con el ID en cada piso y otro con la variación porcentual del ID en cada piso comparando las estructuras con y sin TMD.

El ID en cada piso se calculó por medio del promedio ponderado de los índices de daño de las columnas y vigas en cada piso según la energía disipada por cada elemento.

$$ID_{Piso\ i} = \frac{\sum_{elemento=1}^n ID_{elemento} \cdot E_{elemento}}{\sum_{elemento=1}^n E_{elemento}}$$

8.1.2.1 ID RSN 1

Gráfico 24 ID de Piso RSN 1

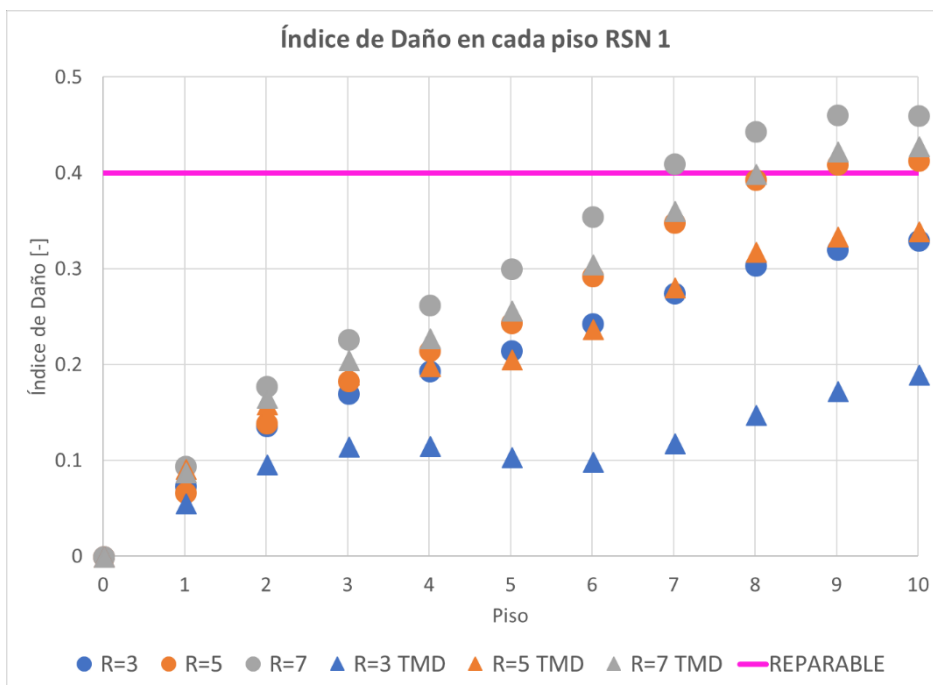
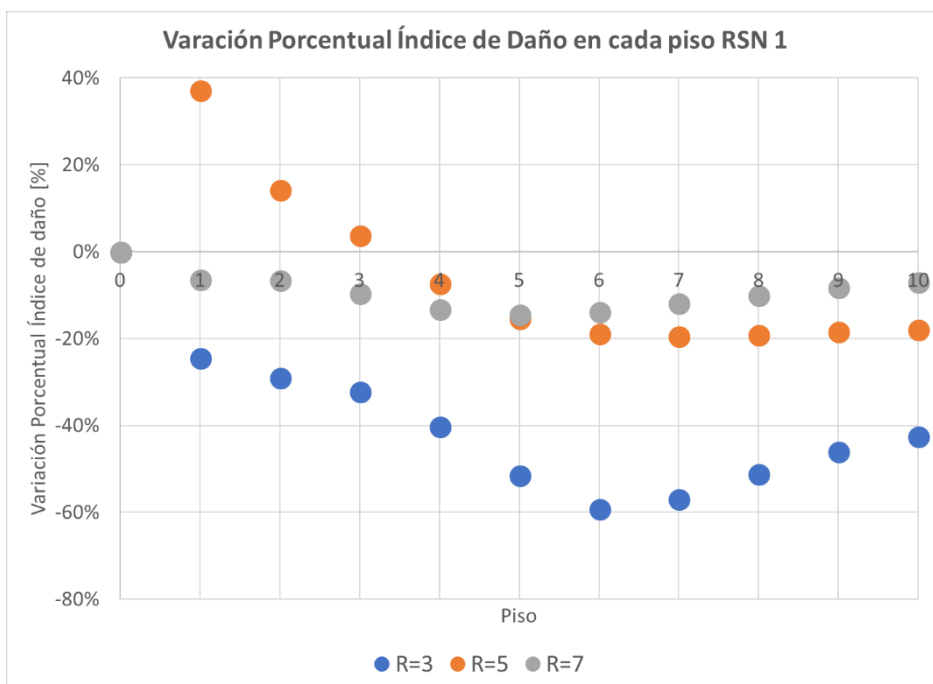


Gráfico 25 Variación Porcentual ID de Piso RSN 1



La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

8.1.2.2 ID RSN 50

Gráfico 26 ID de Piso RSN 50

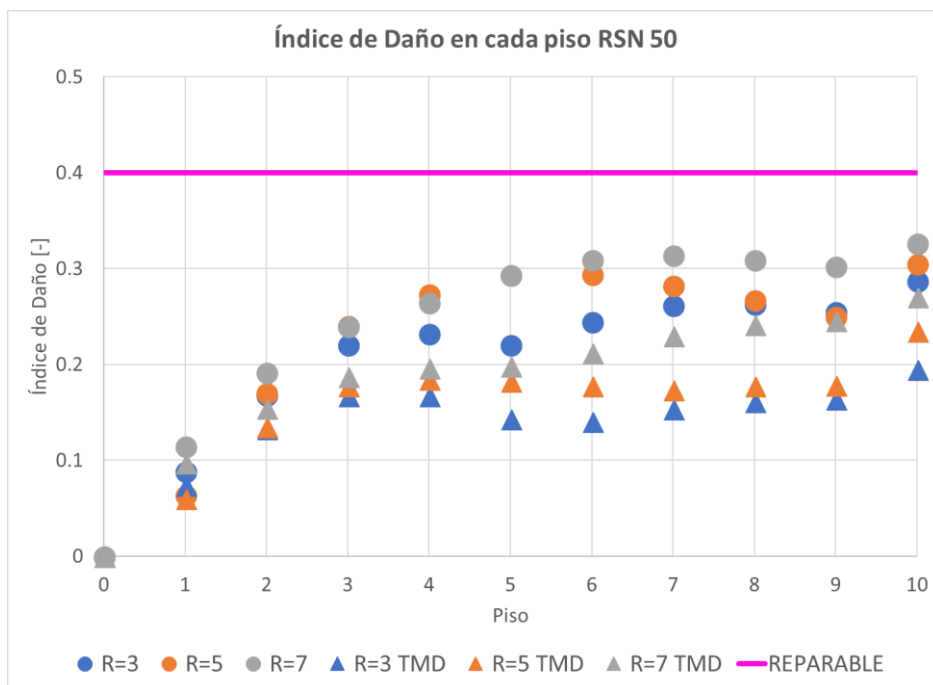
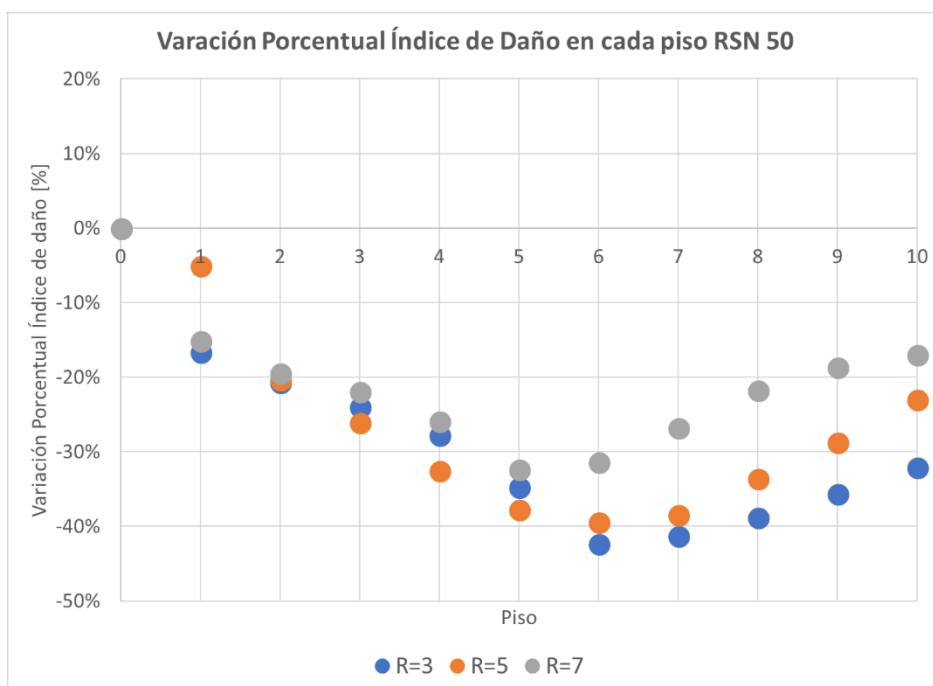


Gráfico 27 Variación Porcentual ID de Piso RSN 50



La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

8.1.2.3 ID RSN 145

Gráfico 28 ID de piso RSN 145

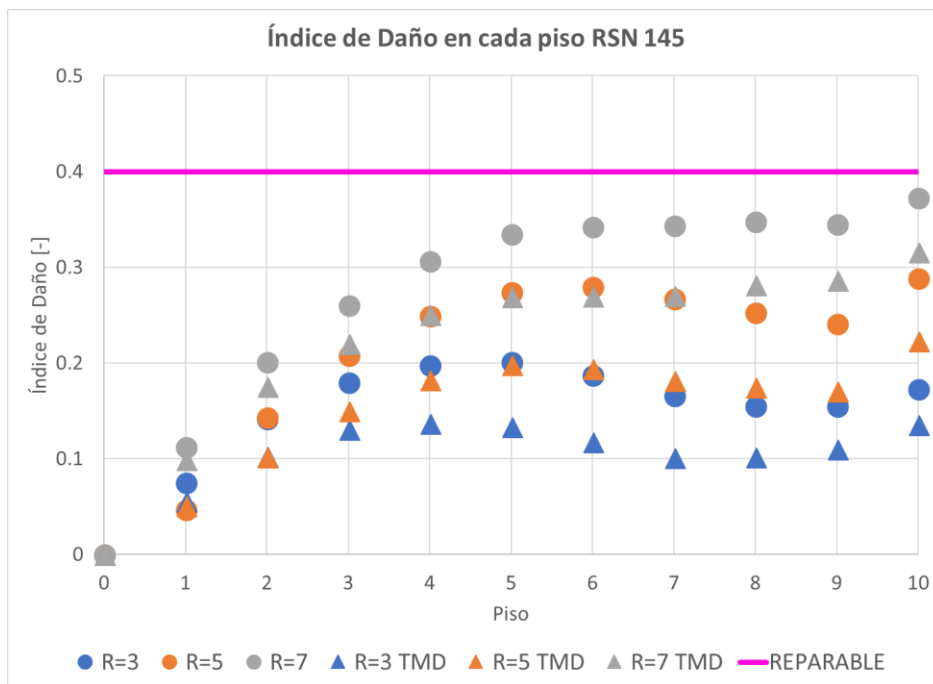
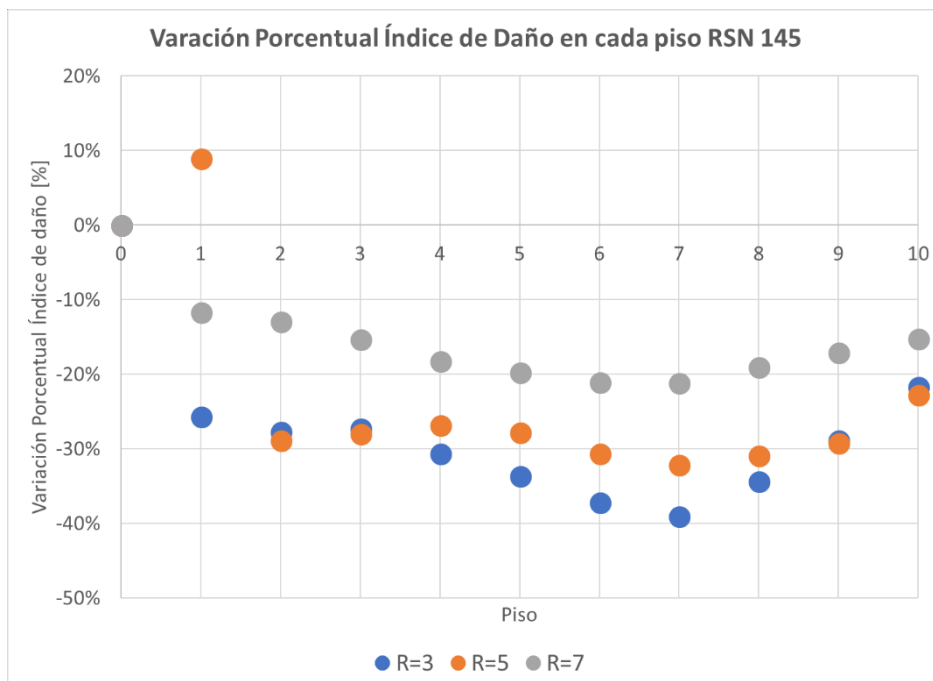


Gráfico 29 Variación Porcentual ID de Piso RSN 145



La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

8.1.2.4 ID RSN 150

Gráfico 30 ID de Piso RSN 150

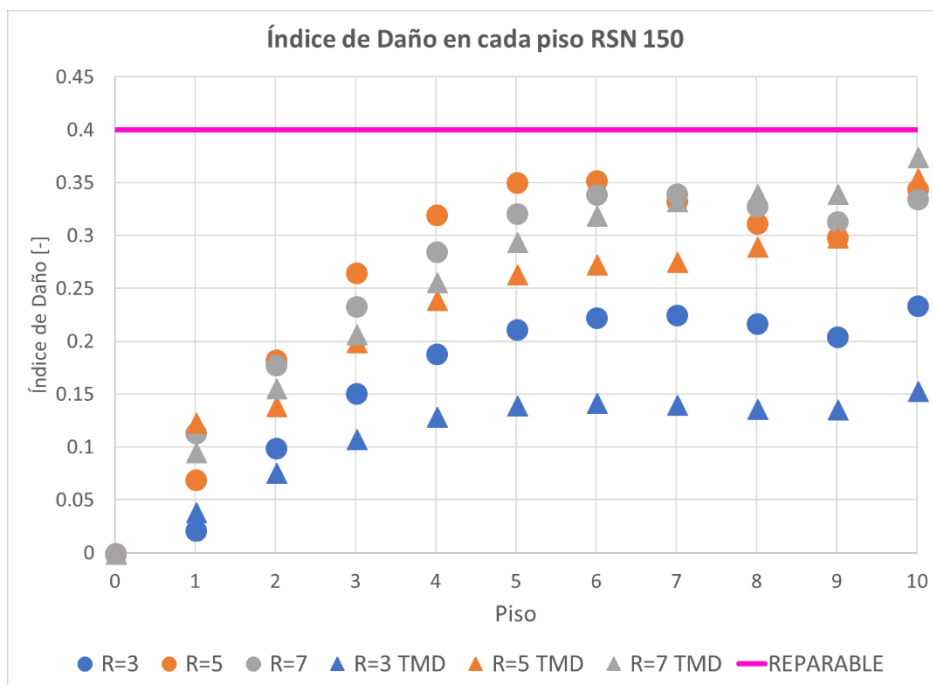
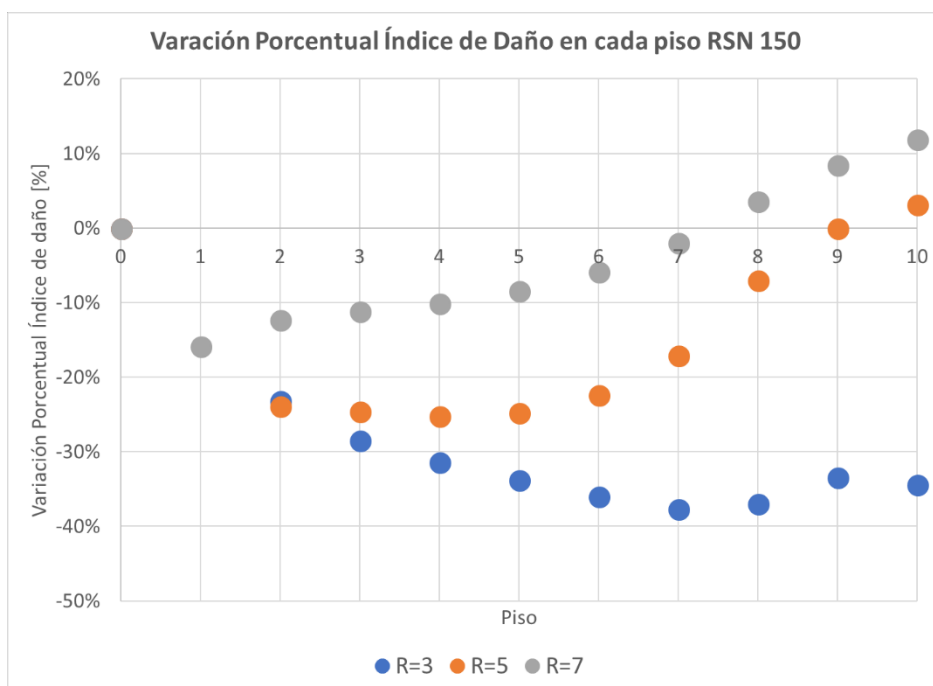


Gráfico 31 Variación Porcentual ID de Piso RSN 150



La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

8.1.2.5 ID RSN 221

Gráfico 32 ID de Piso RSN 221

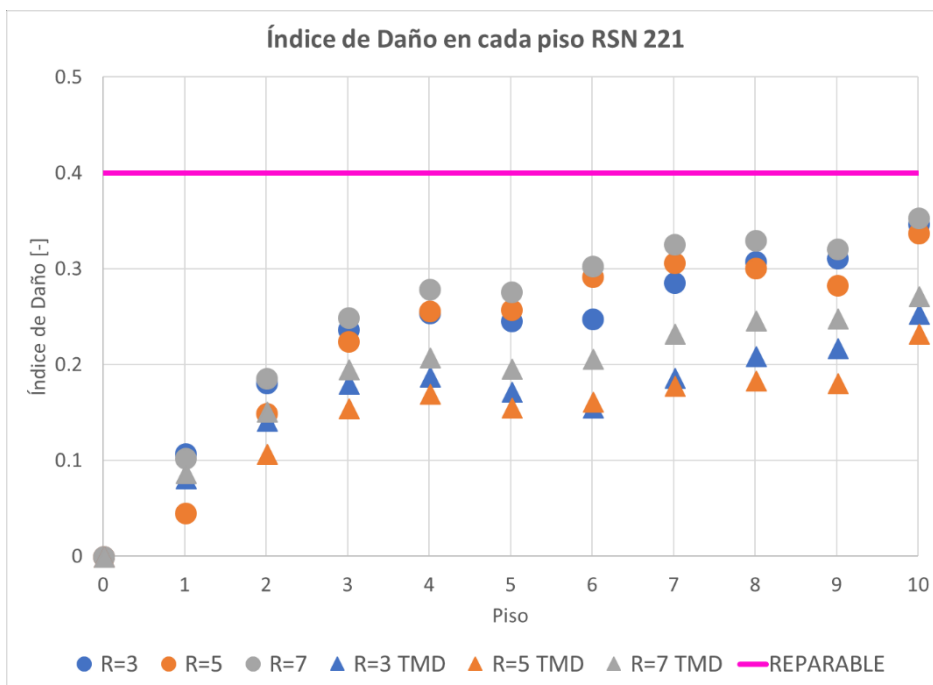
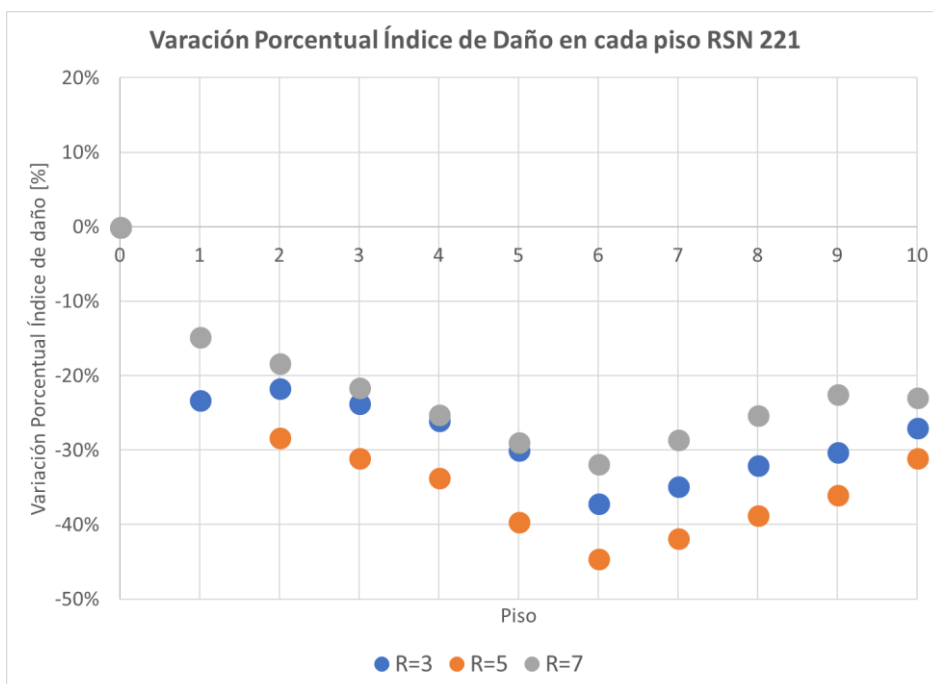


Gráfico 33 Variación Porcentual ID de Piso 221



La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

8.1.2.6 ID RSN 371

Gráfico 34 ID de Piso RSN 371

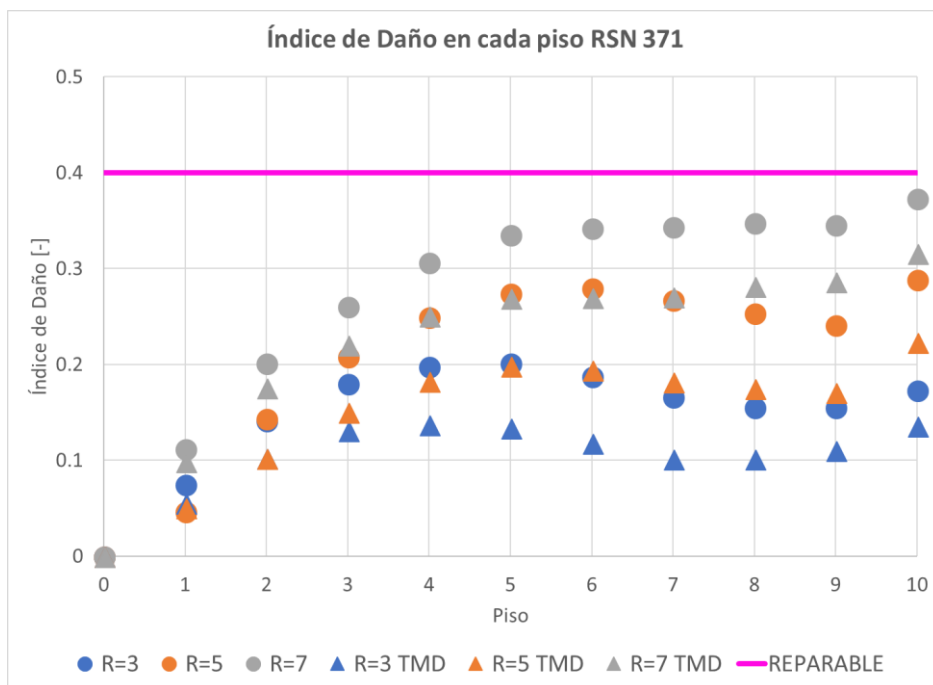
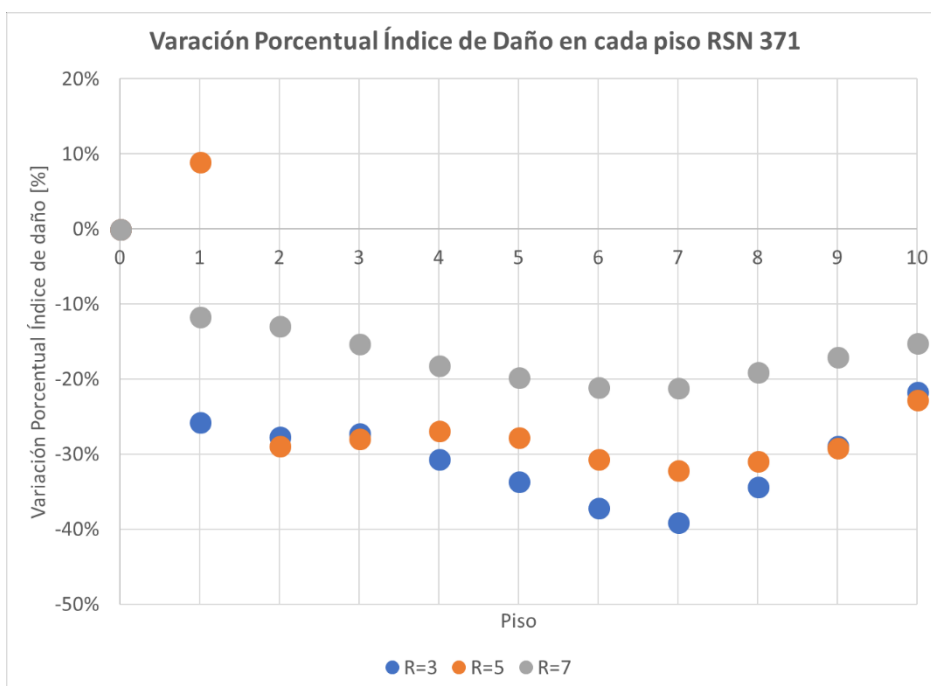


Gráfico 35 Variación Porcentual ID de Piso RSN 371



La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

8.1.2.7 ID ArmeniaEW

Gráfico 36 ID de Piso ArmeniaEW

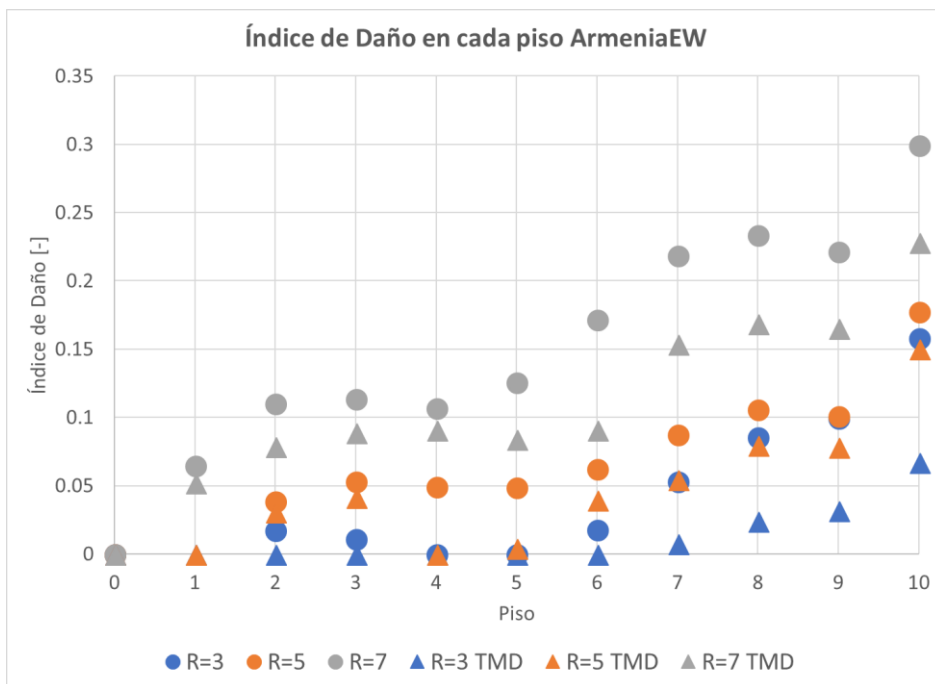
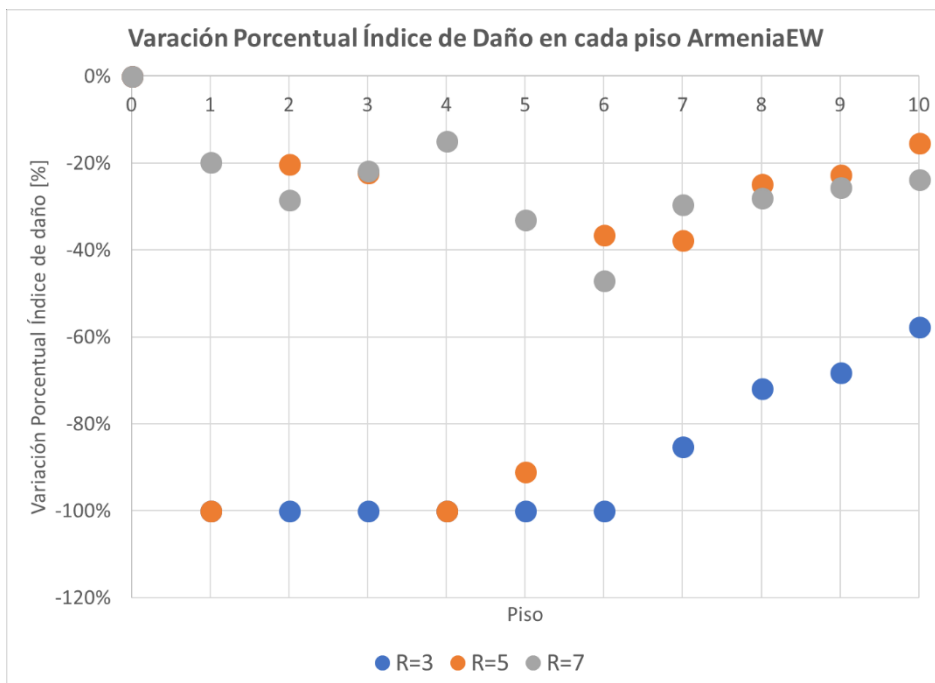


Gráfico 37 Variación Porcentual ID de Piso ArmeniaEW



La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

8.1.2.8 ID ArmeniaNS

Gráfico 38 ID de Piso ArmeniaNS

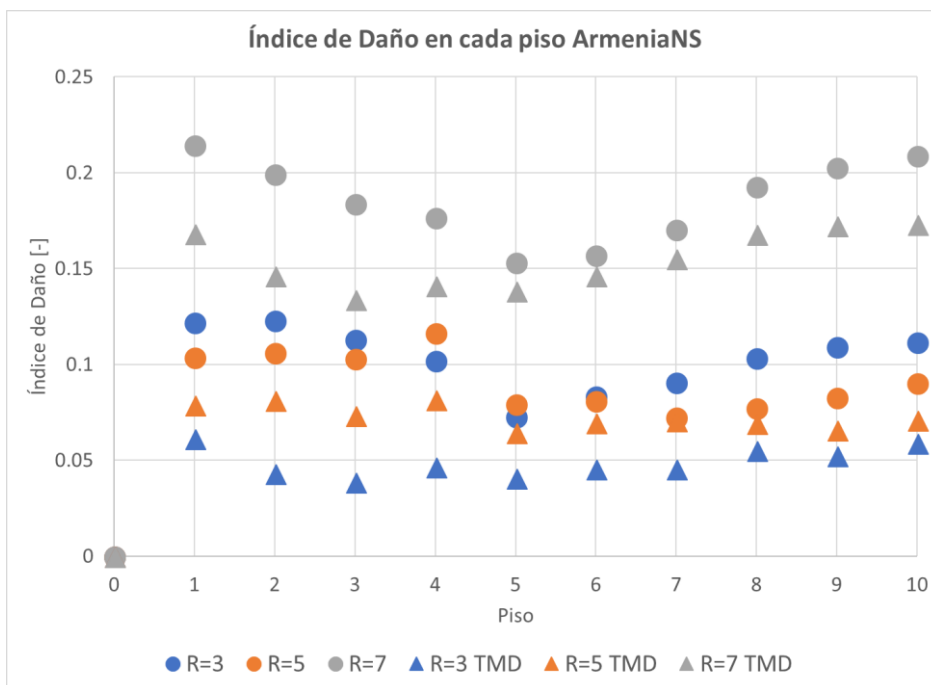
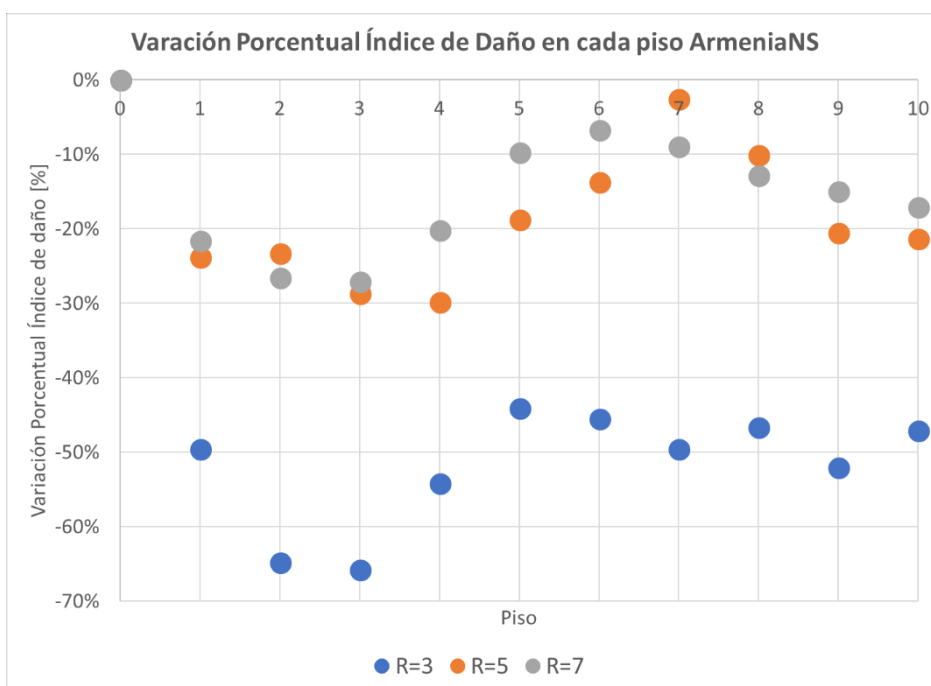


Gráfico 39 Variación Porcentual ID de Piso ArmeniaNS

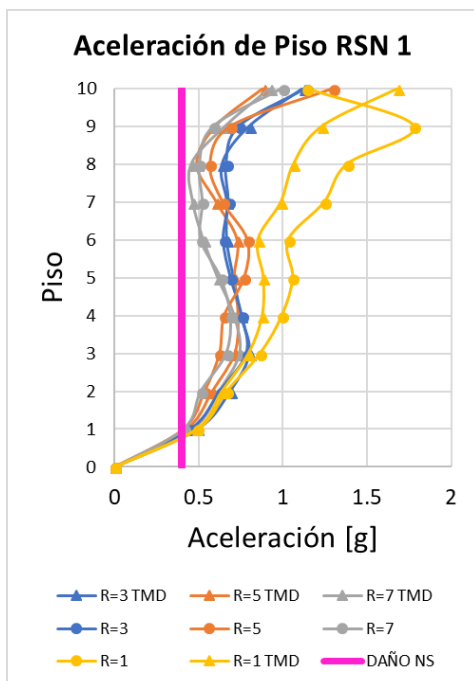


La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

8.2 Aceleraciones de piso

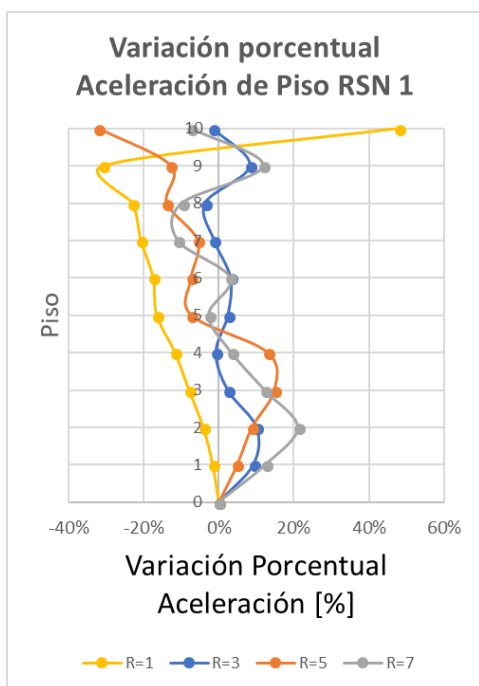
8.2.1 RSN 1

Gráfico 40 Aceleración de Piso RSN 1



La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

Gráfico 41 Variación Porcentual Aceleración de Piso RSN 1



La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

8.2.2 RSN 50

Gráfico 42 Aceleración de Piso RSN 50

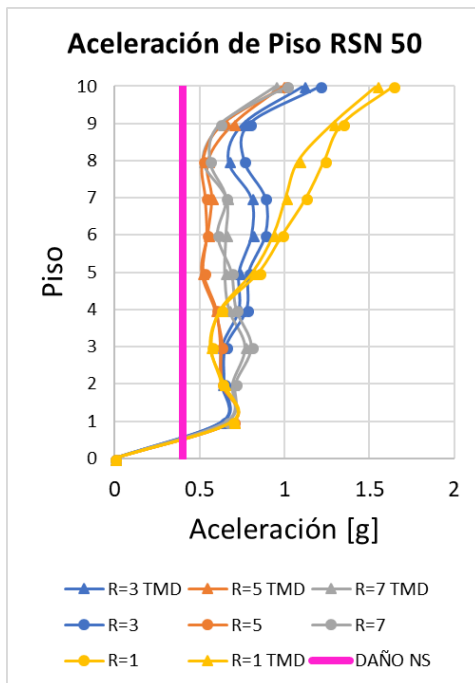
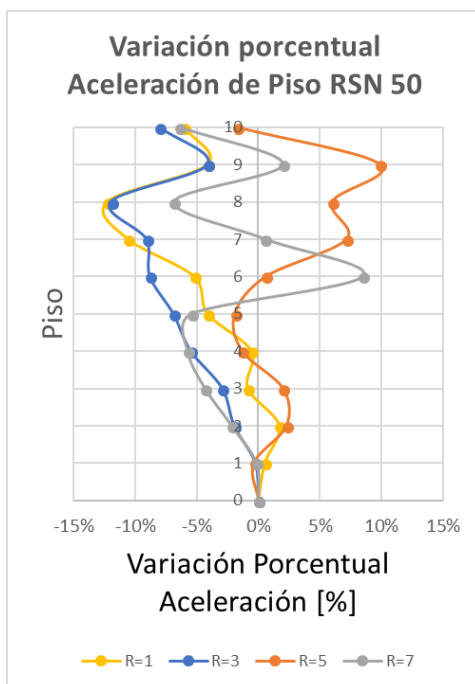


Gráfico 43 Variación Porcentual Aceleración de Piso RSN 50



La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

8.2.3 RSN 145

Gráfico 44 Aceleración de Piso RSN 145

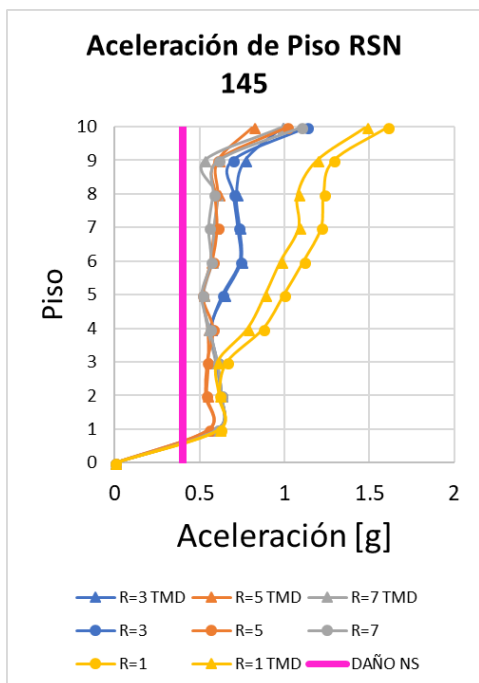
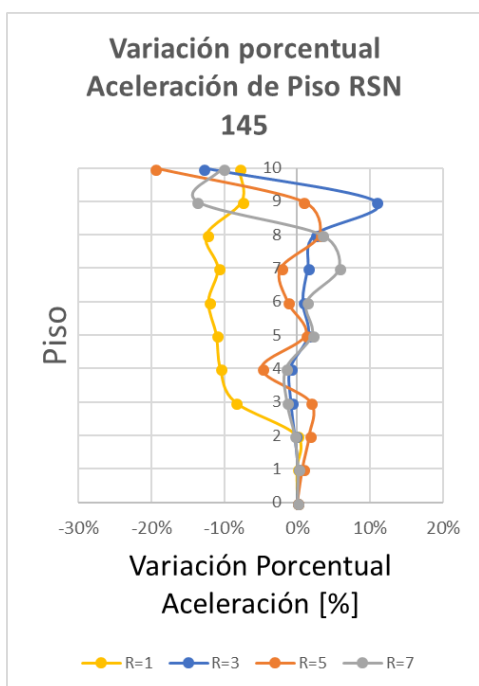


Gráfico 45 Variación Porcentual Aceleración de Piso RSN 145



La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

8.2.4 RSN 150

Gráfico 46 Aceleración de Piso RSN 150

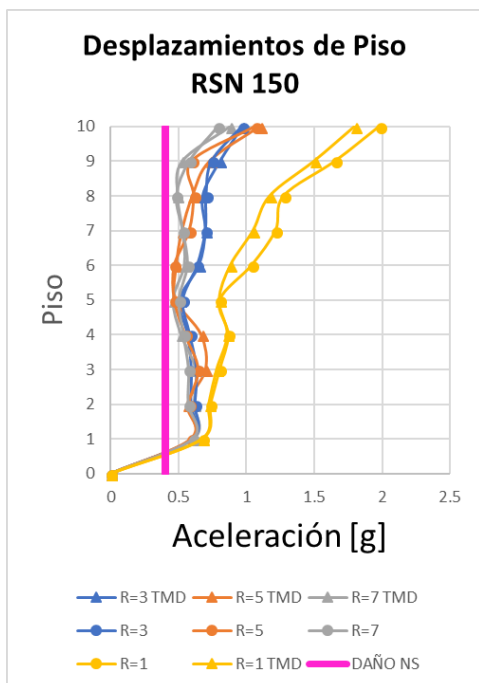
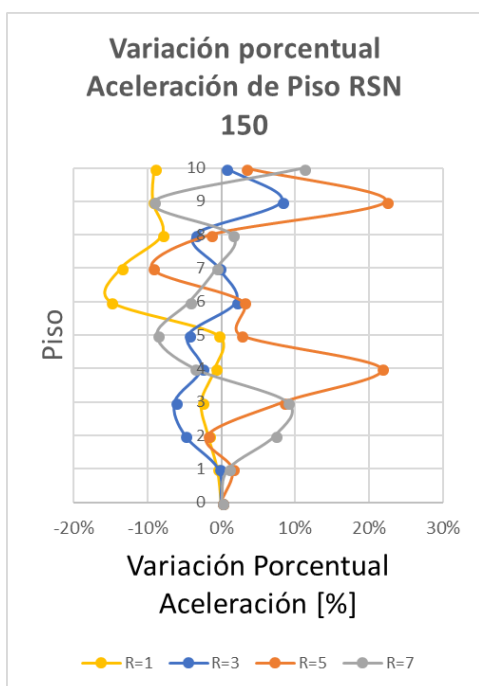


Gráfico 47 Variación porcentual Aceleración de Piso RSN 150



La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

8.2.5 RSN 221

Gráfico 48 Aceleración de Piso RSN 221

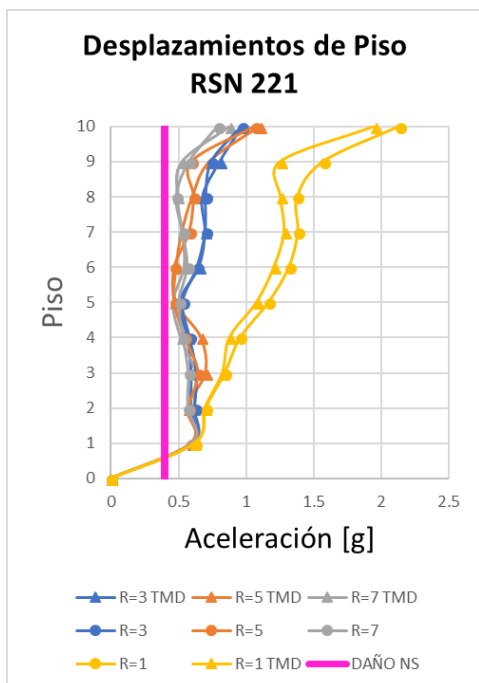
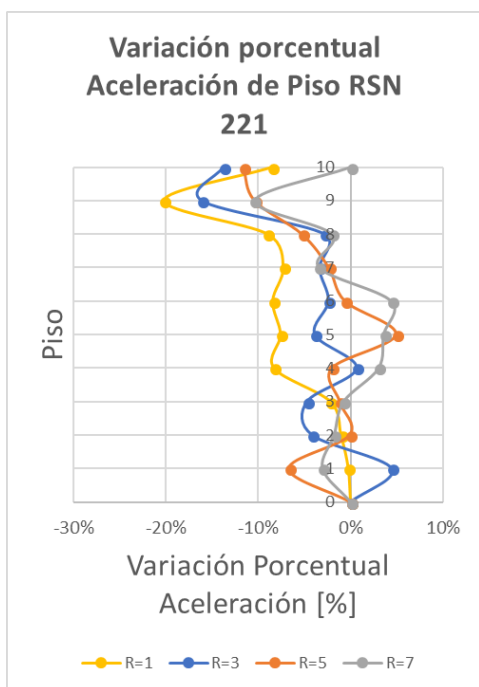


Gráfico 49 Variación Porcentual Aceleración de Piso RSN 150



La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

8.2.6 RSN 371

Gráfico 50 Aceleración de Piso RSN 371

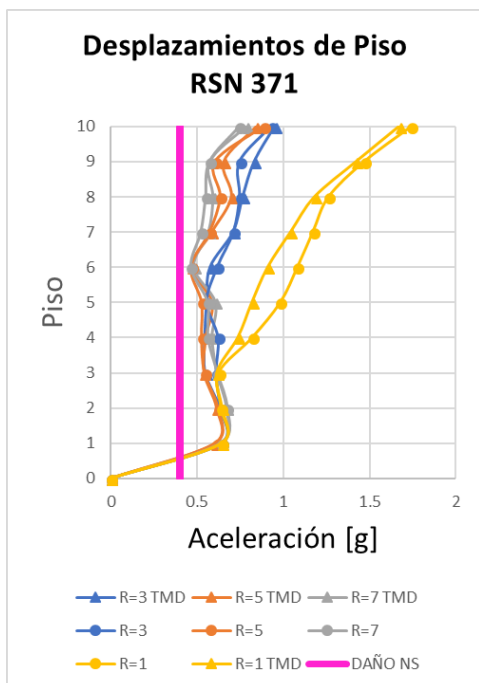
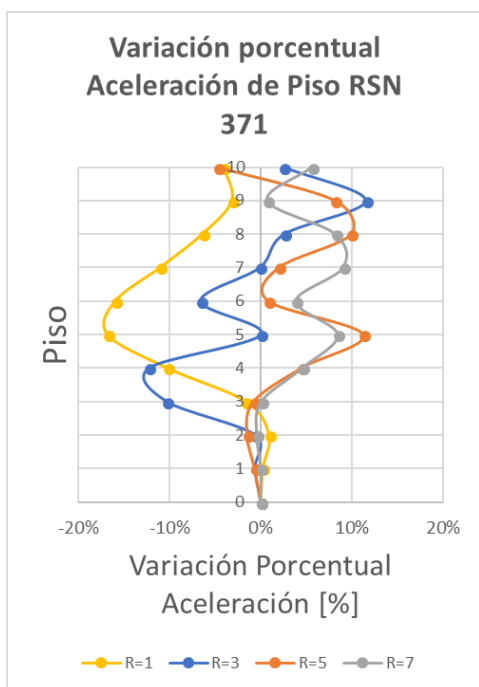


Gráfico 51 Variación Porcentual Aceleración de Piso RSN 371



La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

8.2.7 ArmeniaEW

Gráfico 52 Aceleración de Piso ArmeniaEW

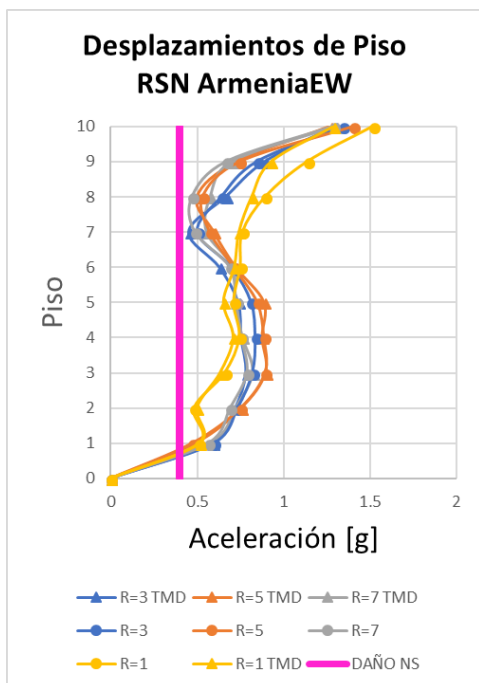
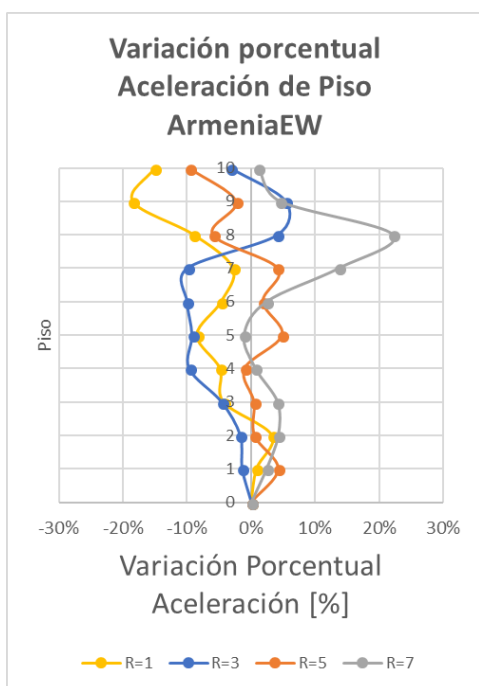


Gráfico 53 Variación Porcentual Aceleración de Piso ArmeniaEW



La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

8.2.8 ArmeniaNS

Gráfico 54 Aceleración de Piso ArmeniaNS

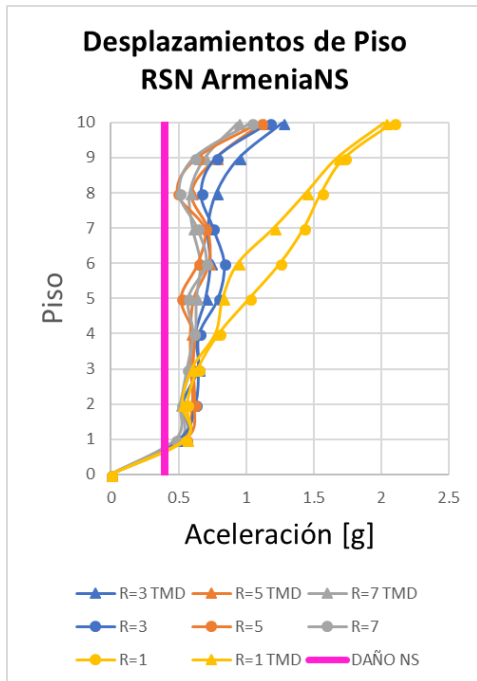
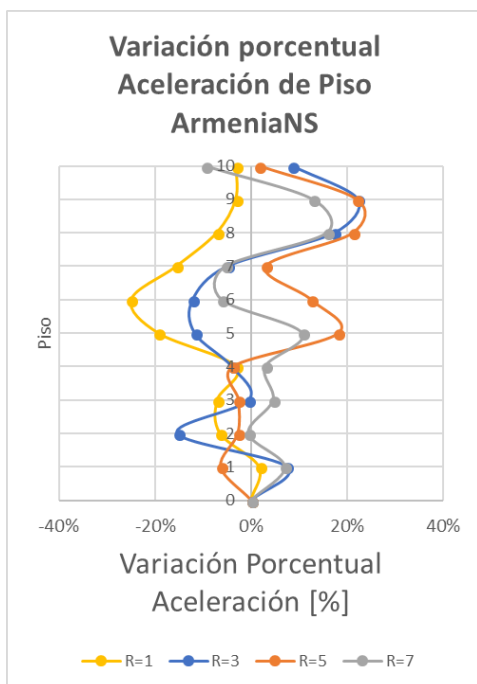


Gráfico 55 Variación Porcentual Aceleración de Piso ArmeniaNS



La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

8.3 Desplazamiento de Piso

8.3.1 RSN 1

Gráfico 56 Desplazamiento de Piso RSN 1

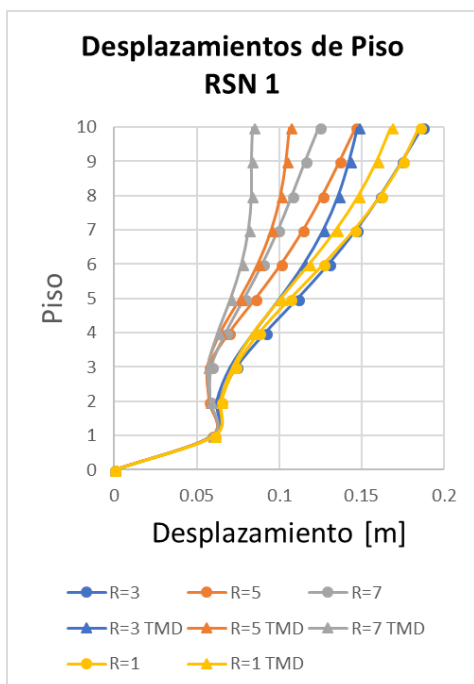
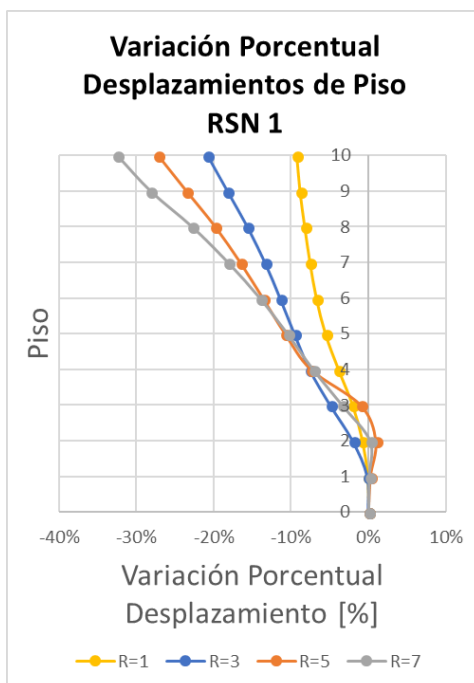


Gráfico 57 Variación Porcentual Desplazamiento de Piso RSN 1



La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

8.3.2 RSN 50

Gráfico 58 Desplazamiento de Piso RSN 50

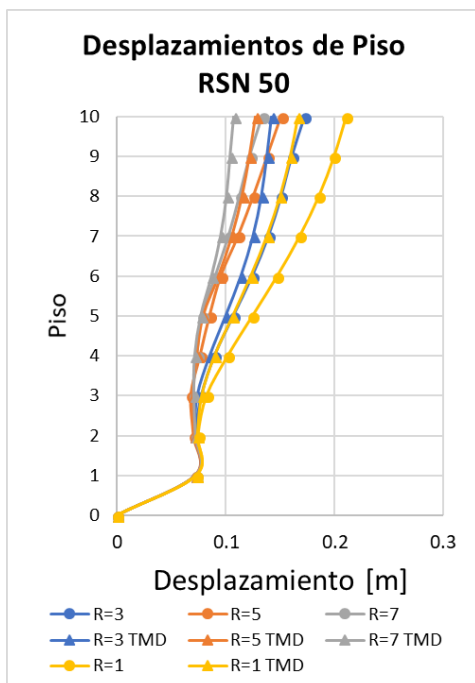
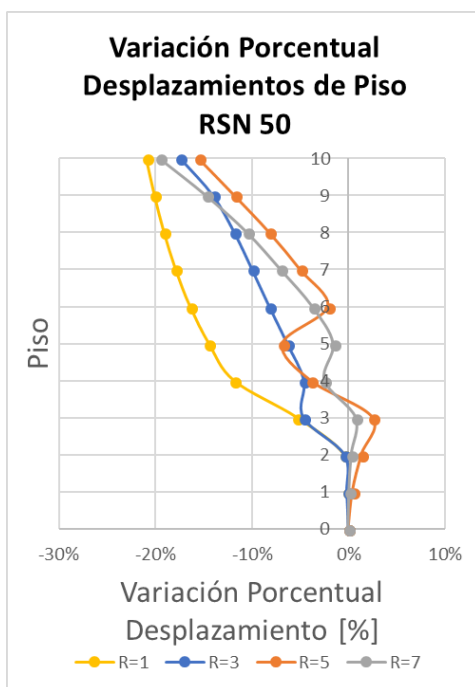


Gráfico 59 Variación Porcentual Desplazamiento de Piso RSN 50



La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

8.3.3 RSN 145

Gráfico 60 Desplazamiento de Piso RSN 145

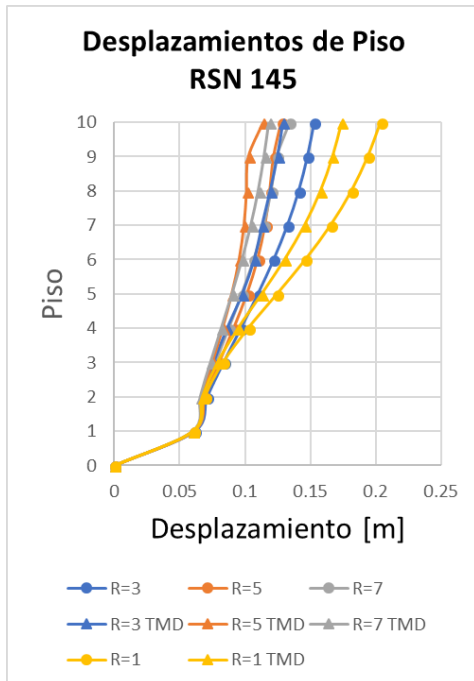
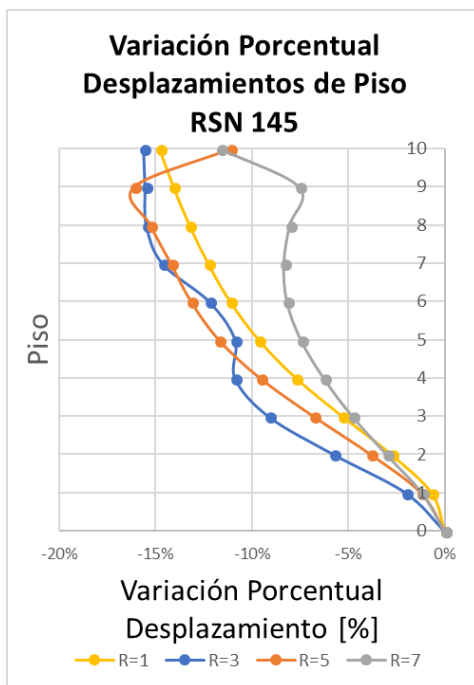


Gráfico 61 Variación Porcentual Desplazamiento de Piso RSN 145



La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

8.3.4 RSN 150

Gráfico 62 Desplazamiento de Piso RSN 150

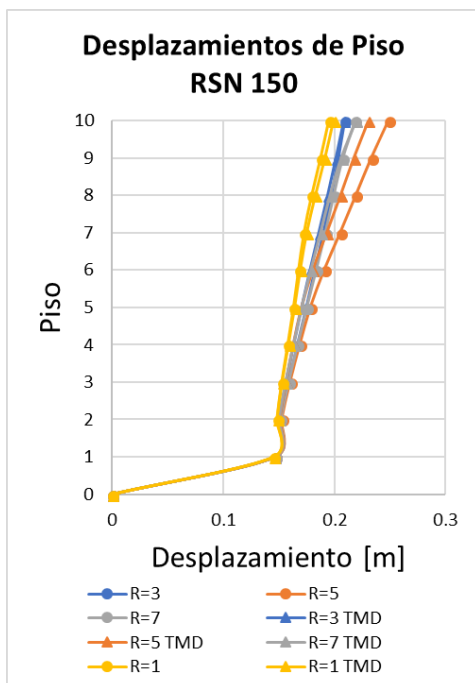
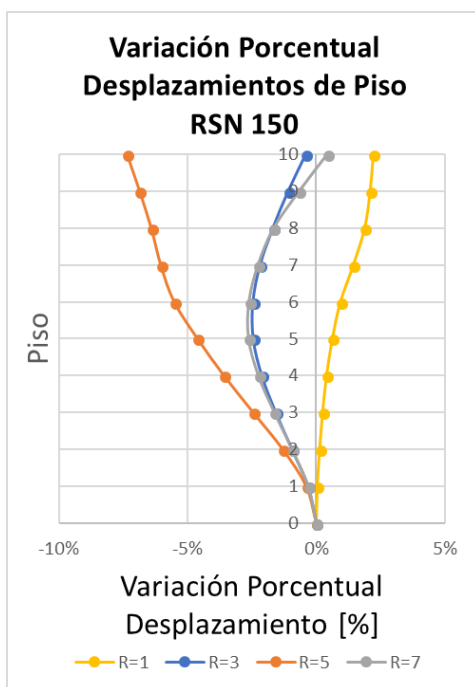


Gráfico 63 Variación Porcentual Desplazamiento de Piso RSN 150



La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

8.3.5 RSN 221

Gráfico 64 Desplazamiento de Piso RSN 221

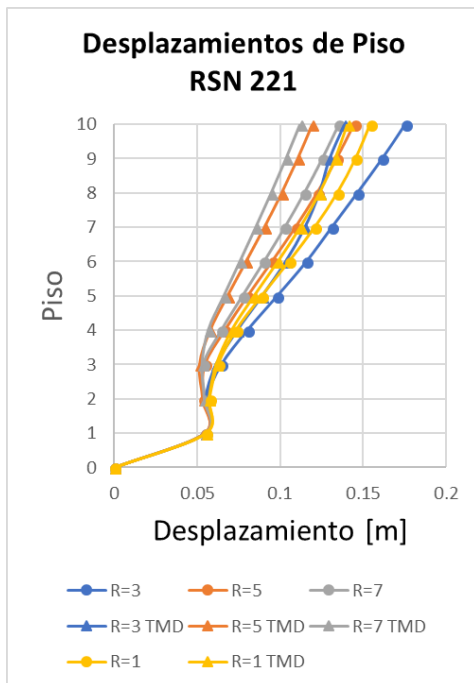
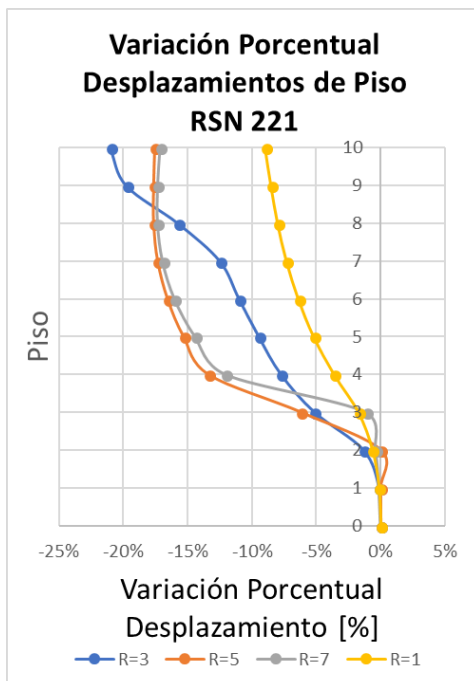


Gráfico 65 Variación Porcentual Desplazamiento de Piso RSN 221



La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

8.3.6 RSN 371

Gráfico 66 Desplazamiento de Piso RSN 371

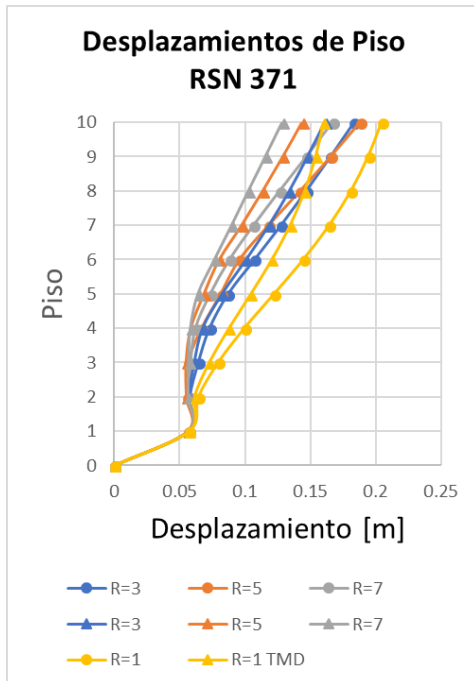
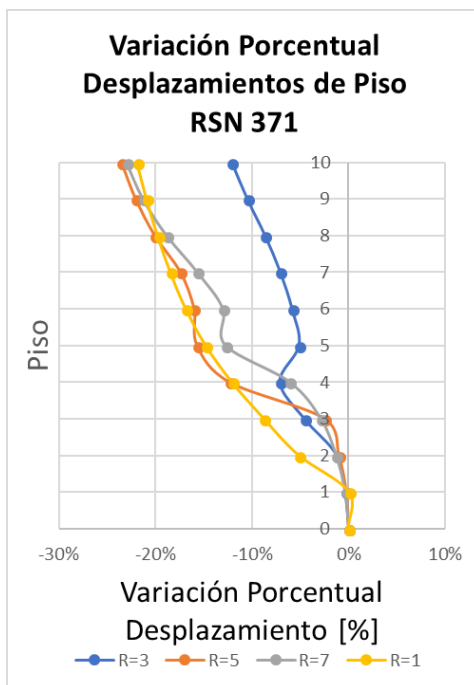


Gráfico 67 Variación Porcentual Desplazamiento de Piso RSN 371



La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

8.3.7 ArmeniaEW

Gráfico 68 Desplazamiento de Piso ArmeniaEW

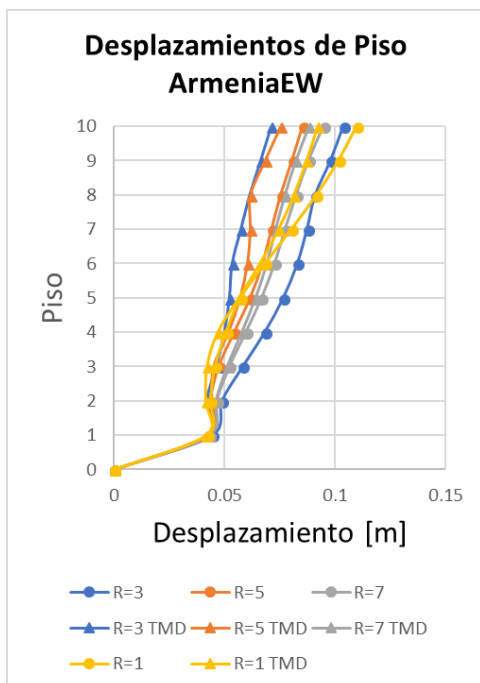
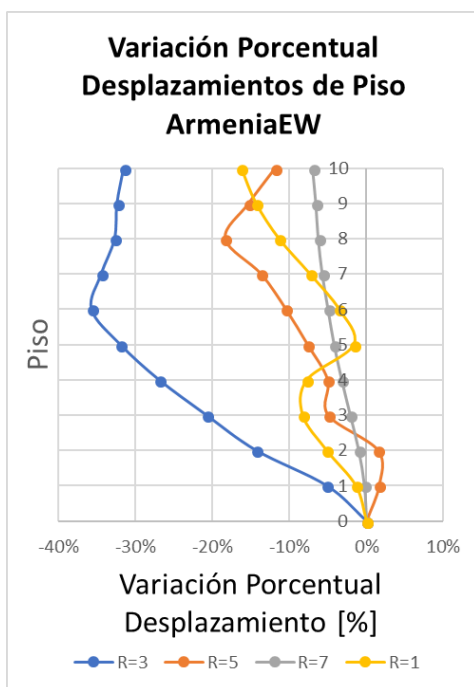


Gráfico 69 Variación Porcentual Desplazamiento de Piso ArmeniaEW



La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

8.3.8 ArmeniaNS

Gráfico 70 Desplazamiento de Piso ArmeniaNS

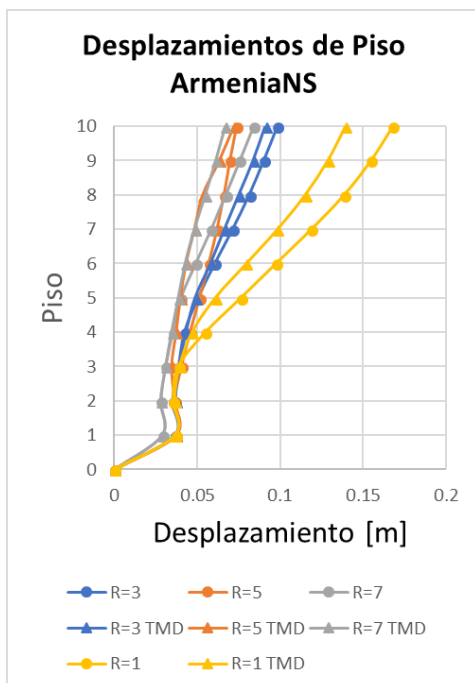
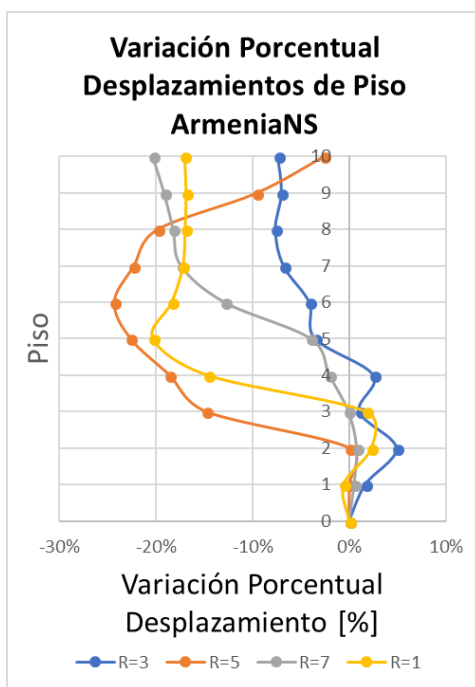


Gráfico 71 Variación Porcentual Desplazamiento de Piso ArmeniaNS



La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

8.4 Derivas de Piso

8.4.1 RSN 1

Gráfico 72 Deriva de Piso RSN 1

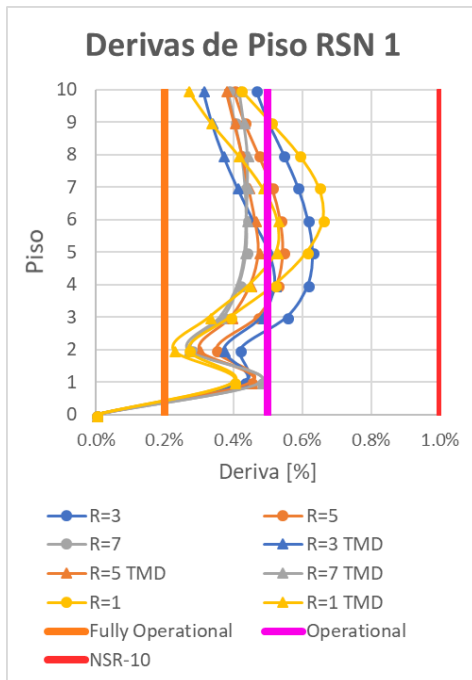
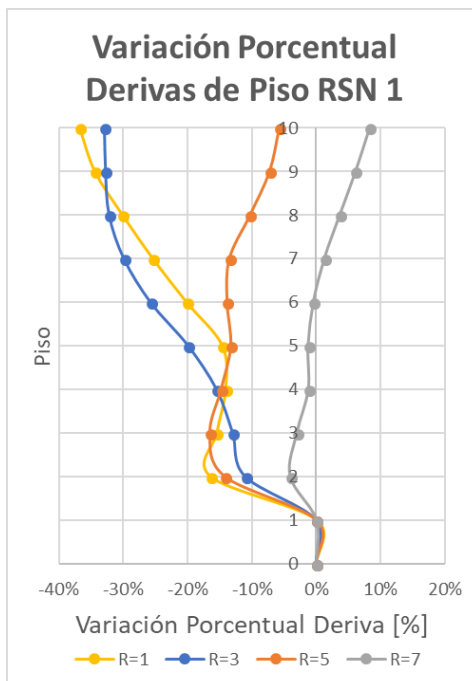


Gráfico 73 Variación Porcentual Deriva de Piso RSN 1



La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

8.4.2 RSN 50

Gráfico 74 Deriva de Piso RSN 50

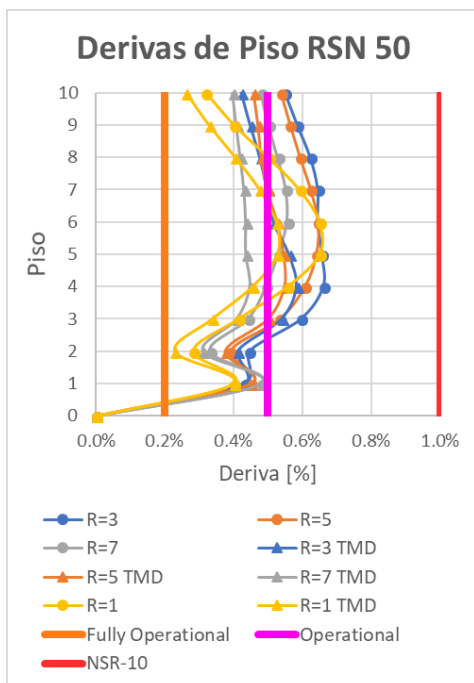
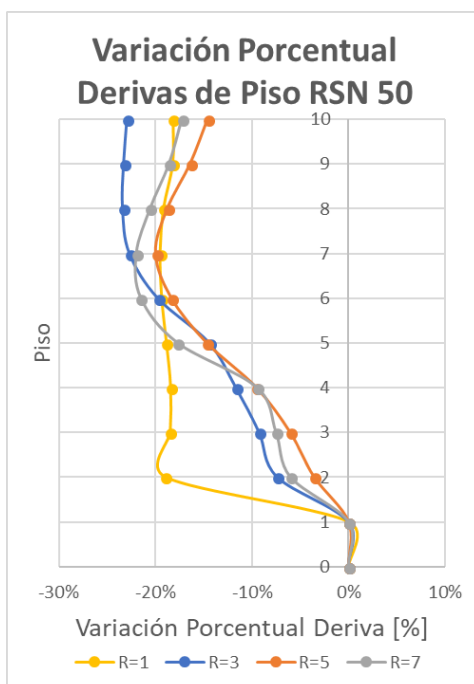


Gráfico 75 Variación Porcentual Deriva de Piso RSN 50



La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

8.4.3 RSN 145

Gráfico 76 Deriva de Piso RSN 145

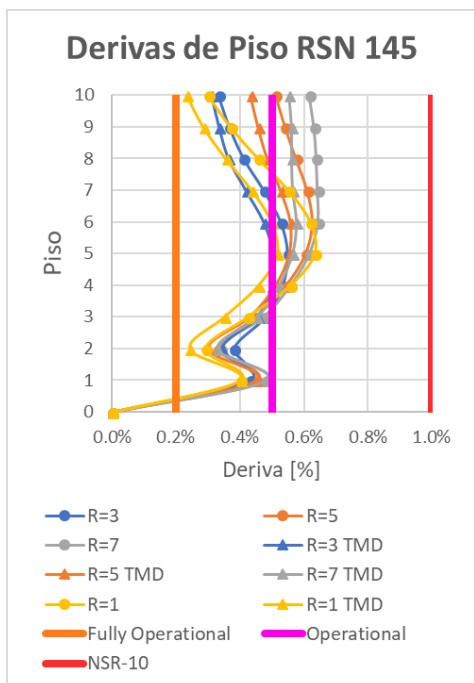
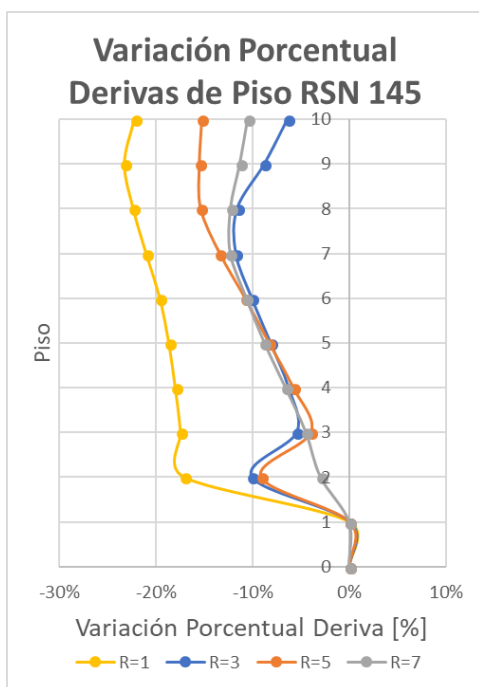


Gráfico 77 Variación Porcentual Deriva de Piso RSN 145



La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

8.4.4 RSN 150

Gráfico 78 Deriva de Piso RSN 150

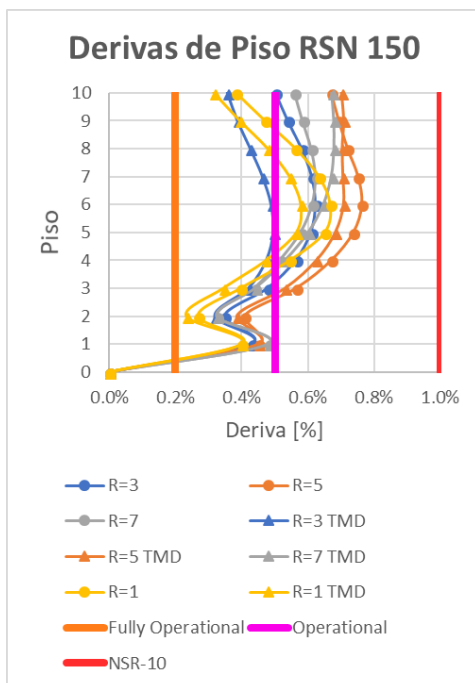
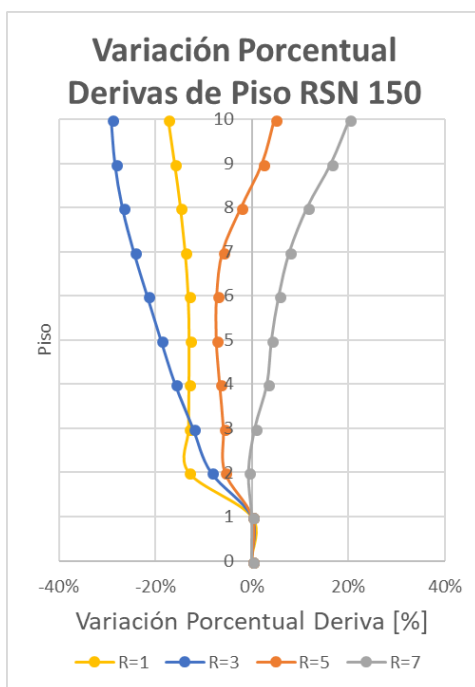


Gráfico 79 Variación Porcentual Deriva de Piso RSN 150



La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

8.4.5 RSN 221

Gráfico 80 Deriva de Piso RSN 221

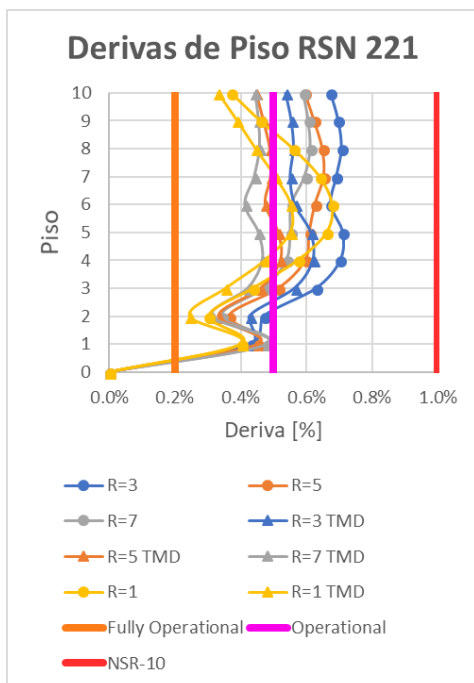
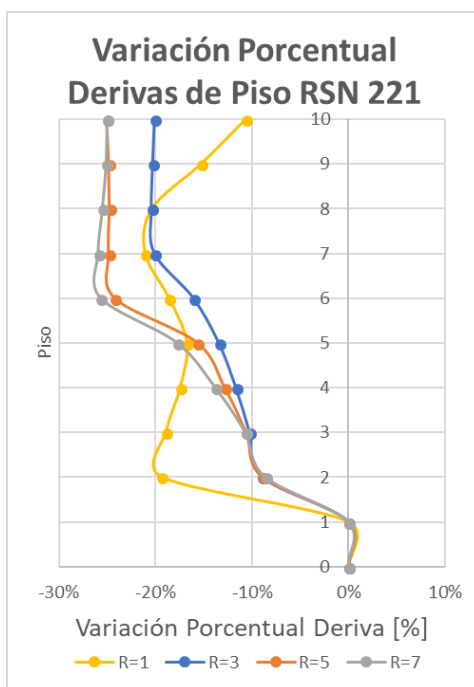


Gráfico 81 Variación Porcentual Deriva de Piso RSN 221



La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

8.4.6 RSN 371

Gráfico 82 Deriva de Piso RSN 371

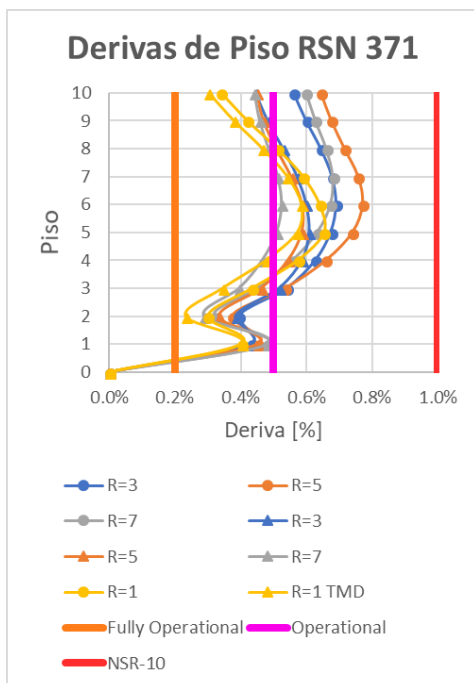
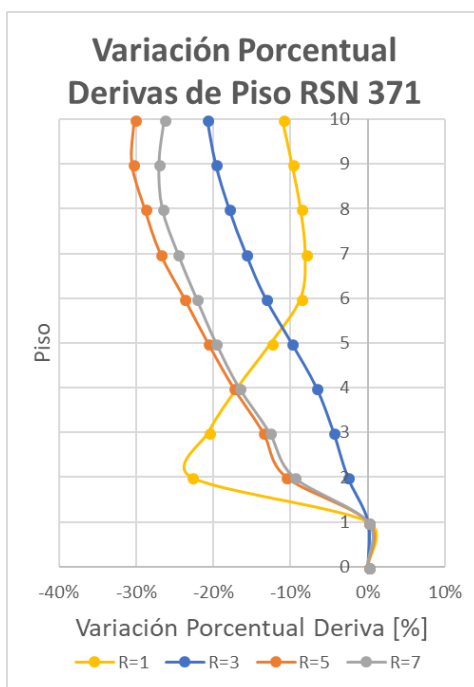


Gráfico 83 Variación Porcentual Deriva de Piso RSN 371



La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

8.4.7 ArmeniaEW

Gráfico 84 Deriva de Piso ArmeniaEW

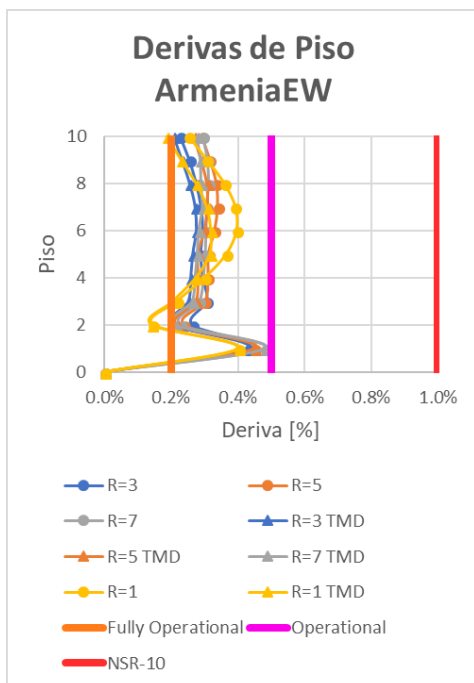
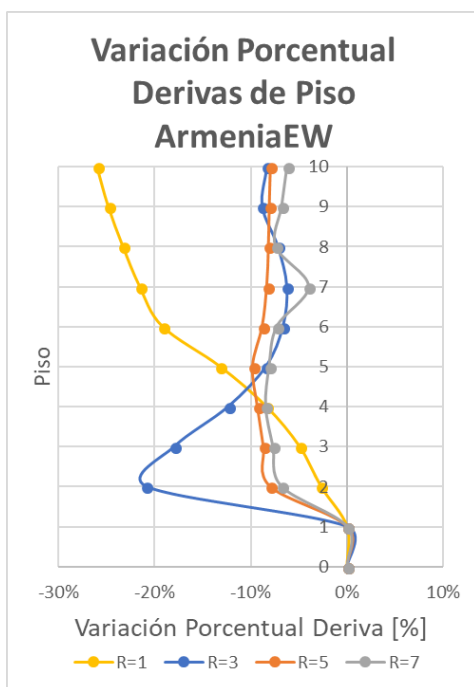


Gráfico 85 Variación Porcentual Deriva de Piso ArmeniaEW



La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

8.4.8 ArmeniaNS

Gráfico 86 Deriva de Piso ArmeniaNS

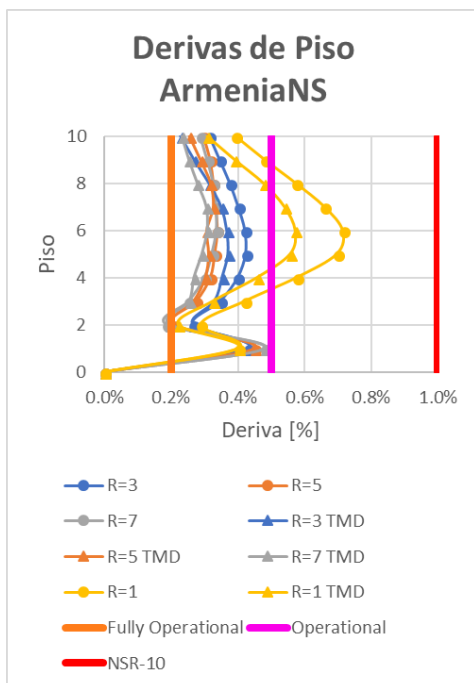
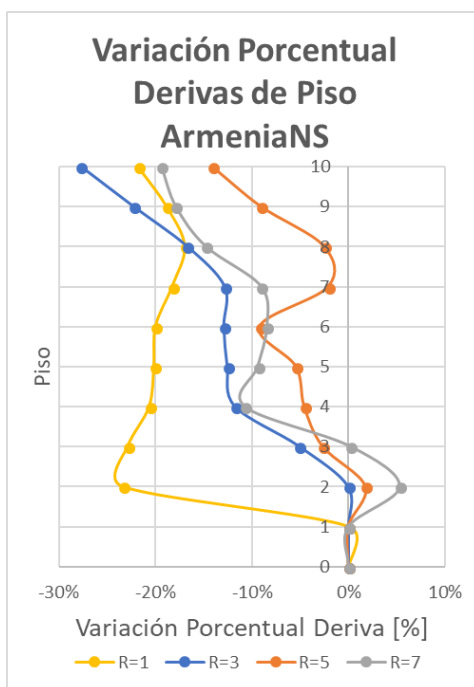


Gráfico 87 Variación Porcentual Deriva de Piso ArmeniaNS



La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

9 PRESENTACIÓN Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

La razón para usar una cantidad de acelerogramas significativa (8) era que los resultados de todos los análisis tuvieran en cuenta los fenómenos aleatorios inherentes a los sismos, como las diferentes frecuencias, la resonancia con algunos modos superiores de la estructura y las demandas de ductilidad.

También se buscaba evitar el escenario triunfalista de que si se usaba solo 1 sismo y el resultado era muy positivo, los autores de este trabajo saldrían como cohetes a utilizar TMDs en todos los diseños estructurales. Por ejemplo, si se hubiera trabajado únicamente con el acelerograma RSN 1, por lo menos cinco edificios con TMD habría en este momento en curaduría para obtener licencia de construcción.

A continuación, en la discusión de resultados se analizarán las tendencias no uniformes de los resultados obtenidos. Se obtuvieron resultados esperados, pero también hay resultados que son contrarios a la intuición. Este hecho representa una motivación para continuar investigando el comportamiento estructural de estructuras con TMD haciendo énfasis en las variables que posiblemente juegan un rol más importante para lograr comprender cada vez mejor estos fenómenos físicos.

9.1 Índice de Daño

Las gráficas presentadas en la sección 8.1.2, muestran que el aumento de la protección del TMD es sismo-dependiente. En el sismo RSN 1, las reducciones del ID en los pisos 6-10 están entre el 40% y el 60% para $R=3$ y para los mismos pisos en el sismo Armenia EW la reducción del ID es del 50%, también con $R=3$. Sin embargo, en el sismo RSN 50, el ID únicamente disminuye un 10% en los pisos superiores.

En los sismos RSN 1, RSN 50, RSN 221 y RSN 371 las estructuras con TMD, para los tres niveles de ductilidad analizados, tienen un menor ID que las estructuras sin TMD. Esto significa que si se diseña una estructura con $R=7$ y se le adiciona un TMD, esta va a tener un menor daño luego de un sismo que la misma estructura con $R=3$ sin TMD. Las implicaciones de trabajar un diferente R son considerables desde el punto de vista económico, debido a que al trabajar con un R menor se va a requerir más cantidad de acero de refuerzo. En el caso de este trabajo, la disminución en el acero de refuerzo al disminuir el R de 3 a 7 es de más del 30% (ver Tabla 19 Cantidades totales de acero de refuerzo).

(Pinkaw, Lukkunaprasit, & Chatupote, 2003) y (Wong, 2008) concluyen que el TMD pierde efectividad a medida que aumenta el daño en la estructura. Es decir, al trabajar con ductilidades mayores el efecto del TMD en el daño estructural va a ser menor. Esto fue analizado mediante las gráficas que muestran la variación porcentual del ID en cada piso, presentadas en la sección 8.1.

Con los sismos y las estructuras trabajadas, se observa que la variación en el ID en un sismo no es constante para todos los pisos. Por ejemplo, los pisos 5 a 7 tienen una reducción del ID mayor que el resto de pisos para los sismos RSN 1, RSN 50 y RSN 221. Para los sismos RSN 145 y RSN 317, no obstante, el TMD mejoran más significativamente el desempeño de los pisos superiores de las edificaciones.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

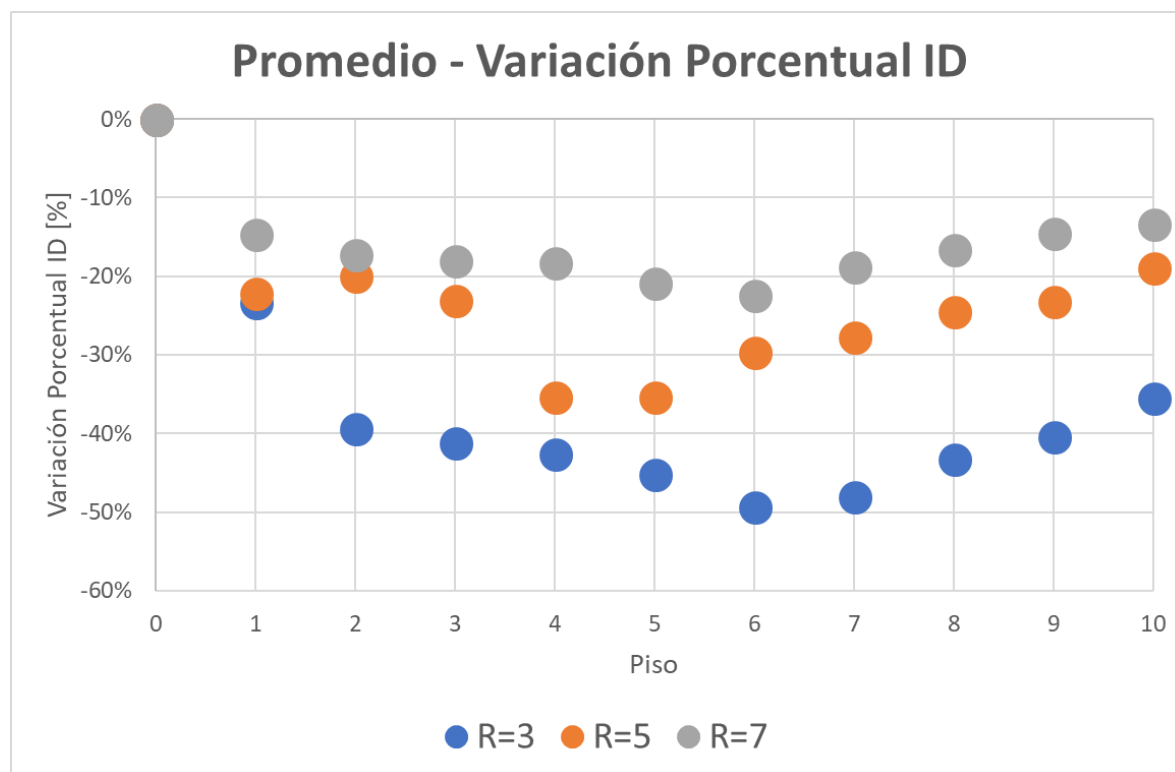
Este resultado es aún más sorprendente al revisar las gráficas de los desplazamientos de piso (numeral 8.3). Allí se observa que la deformada de la estructura con TMD cambia significativamente.

En los sismos RSN 1 (Gráfico 56), RSN 50 (Gráfico 58) y RSN 221 (Gráfico 64), se puede ver que a partir del piso 6 hay un cambio de curvatura en la deformada de las estructuras con TMD. Esto puede ser explicado con que para esos sismos el TMD induce a que el segundo modo de vibración tenga mayor participación y por lo tanto haya un cambio significativo en la manera como los edificios se deforman. Este cambio de curvatura sería entonces el responsable de que los pisos medios de la estructura (5 a 7) tengan una mayor disminución del ID.

Las deformaciones de piso en los sismos RSN 145 (Gráfico 60) y RSN 371 (Gráfico 66) no muestran el cambio de curvatura mencionado en el párrafo anterior, lo que implica que se active principalmente el primer modo de vibración de la estructura y así haya una reducción ID más significativa en los pisos superiores (8 a 10).

El objetivo general de esta investigación era identificar la influencia del R en el ID en estructuras con y sin TMD. La siguiente gráfica da respuesta a esta pregunta y muestra que, al trabajar con un R menor, es mayor la disminución del ID cuando a la estructura se le pone un TMD.

Gráfico 88 Promedio de las Variaciones Porcentuales del ID



La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

En 3 de los 8 sismos analizados, el TMD en las estructuras con $R=5$ logra igualar el daño de las estructuras con $R=3$. Esto es una mejora considerable desde el punto de vista del ahorro de costos, ya que la estructura con $R=5$ tiene un 20% menos de acero que la estructura con $R=3$.

9.2 Aceleración de Piso

La aceleración de piso se asocia al confort de las personas que ocupan una edificación durante un evento sísmico.

Las gráficas de la sección 8.2 (Aceleraciones de piso) muestran que, con los sismos trabajados las aceleraciones de piso no se reducen considerablemente si a las estructuras se les ubica un TMD en su parte superior. De hecho, en algunos sismos se aumentan las aceleraciones hasta un 40% en algunos pisos.

En las gráficas de las aceleraciones de piso se resalta el valor de $0,4g$, el cual según el FEMA 557 es el valor de aceleración a partir del cual se presenta daño en los elementos no estructurales de una edificación y comprometen la operación continua de las actividades en el interior. En el caso de un hospital, la operación continua es muy importante ya que todos los equipos médicos deben funcionar después de un sismo y poder atender a los damnificados luego del sismo.

9.3 Desplazamiento de Piso

En la sección 9.1 se mencionó que el desplazamiento de piso y los modos de vibración de la estructura pueden explicar por qué en algunos sismos se reducen más los ID de los niveles medios y por qué en otros se favorece el desempeño de los pisos superiores.

En las gráficas del desplazamiento de piso, presentadas en la sección 8.3, se observa otro fenómeno interesante. El nivel de ductilidad de una estructura (R) se entiende como la capacidad de esta de deformarse inelásticamente, lo que implica un daño permanente luego de un evento sísmico. Por esta razón se intuye que en un sismo la estructura que más deformación va a sufrir es la que más ductilidad tiene. Este resultado se observa únicamente en el sismo RSN 145 (Gráfico 60). En los demás sismos de la sección 8.3 el resultado es distinto, ya que las estructuras que mayor desplazamiento de piso tienen son las que tienen $R=3$ o $R=5$.

Este resultado fue realmente inesperado, se esperaba que siempre las estructuras con $R=7$ tuvieran mayores desplazamientos de piso que $R=5$ y $R=3$, en ese orden. Se consultó en la literatura de dinámica estructural al respecto y en uno de sus ejemplos, (Chopra, 2016) obtiene un resultado similar.

El autor sometió una estructura de un grado de libertad (SDOF) con diferentes niveles de ductilidad al sismo de “El Centro” y encontró que la estructura con menor ductilidad era la que mayor deformación sufría. El autor argumenta este resultado al sugerir que la deformación máxima de la estructura depende del periodo de vibración de la estructura y de las características del sismo.

En el caso de este trabajo, este resultado se podría explicar de la siguiente manera: las tres estructuras fueron sometidas a los mismos sismos y las diferencias entre ellas radicaban en su ductilidad, que incide en su deformación de fluencia y cortante basal de fluencia (Gráfico 8). En este gráfico también se observa que las tres estructuras tienen la misma rigidez inicial, por lo tanto, el periodo inicial de las tres estructuras también coincide.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

Entonces, cuando un sismo genera formación de rótulas plásticas en el edificio, también está causando que la rigidez de la estructura disminuya y, por ende, el periodo de la estructura aumenta. Al entrar al rango no lineal, el periodo estructural de cada estructura es diferente y este varía de manera desigual para cada nivel de ductilidad a medida que se van formando nuevas rótulas plásticas. El hecho de que cada estructura tenga un periodo estructural distinto a las otras, implica que la rigidez de la estructura también es distinta. Por lo tanto, las deformaciones también serán diferentes.

Conocer el periodo estructural en cada instante de tiempo para controlar la rigidez de la estructura con el paso de las iteraciones, requiere de ayudas de análisis de mayor envergadura, cuyo manejo adecuado requiere conocimientos adicionales que superan el nivel de esta investigación.

9.4 Deriva de Piso

Las derivas de piso son uno de los parámetros que las investigaciones recientes más han analizado con el fin de caracterizar el desempeño estructural y el nivel de daño de una estructura.

Por ejemplo, la Tabla 1 muestra los límites de deriva que propuso el SEAOC para identificar el estado de la estructura. Al contrastar los resultados de las gráficas de la sección 8.4 con la Tabla 1, se observa que en ningún sismo el TMD le ayudaría a la estructura a lograr un desempeño “Fully operational”, que significaría una funcionalidad continua de las actividades dentro de la edificación. Por ejemplo, un hospital en el que se garantice funcionalidad continua puede continuar atendiendo a sus pacientes de manera inmediata después de que ocurra un sismo. En este caso, el hospital de Armenia no lo podría hacer.

Para $R=3$, el TMD contribuye a que solo en un sismo (RSN1, Gráfico 72), el desempeño estructural disminuya, pasando de *Protección de la vida* (LS) a operacional.

Para $R=5$, son 4 los sismos en los que se presenta la misma mejora en el desempeño estructural. RSN 50 (Gráfico 74), RSN 145 (Gráfico 76), RSN 221 (Gráfico 80) y RSN 371 (Gráfico 82).

En el mayor nivel de ductilidad, $R=7$, este nivel de desempeño estructural ocurre en dos sismos: RSN 221 (Gráfico 80) y RSN 371 (Gráfico 82).

10 CONCLUSIONES Y CONSIDERACIONES FINALES

En este trabajo se estudió el comportamiento estructural de un hospital de 10 pisos en la ciudad de Armenia, diseñado con los requisitos de la NSR-10. Se trabajó con tres niveles de ductilidad diferentes ($R=3$, $R=5$ y $R=7$). A los hospitales se les equipó con un TMD en la azotea de la estructura, cuya masa era el 5% de la masa de la estructura. Se hicieron análisis no lineales tiempo historia con 10 acelerogramas, a los cuales se les hizo un ajuste espectral al espectro de diseño de la NSR-10. Se compararon los índices de daño, las aceleraciones de piso, los desplazamientos de piso y las derivas de piso en los hospitales con y sin TMD.

Esta investigación se realizó con la motivación de contribuir al desarrollo de nuevas metodologías que contribuyan a que cada vez se construyan edificaciones con un mejor desempeño frente a los sismos. Durante la elaboración de este trabajo se procuró contrastar los resultados obtenidos con la literatura internacional sobre el tema y revisar los nuevos códigos internacionales en regiones sísmicas (California, USA). A lo largo de esta investigación se encontraron resultados que abarcaban una parte significativa del abanico fenómenos físicos que comprende el análisis/diseño estructural. Por lo tanto, el resultado de este trabajo significa una motivación y un compromiso para continuar estudiando sobre este tema a un nivel de formación más avanzado y así aprovechar el camino que se recorrió durante su elaboración.

Las siguientes conclusiones tienen el objetivo de recopilar los resultados obtenidos a lo largo de este trabajo y de proponer formas para continuar estudiando este problema cada vez más específico.

- El comportamiento estructural de los hospitales trabajados mostró que los beneficios de usar un TMD en la azotea como medida de control de respuesta sísmica son sismo-dependientes. Las gráficas de la sección 8 muestran que la mejora de la protección de la estructura está en función del sismo acelerograma con el que se realice el análisis.
- El Gráfico 88 da respuesta al objetivo general y muestra que para $R=3$ el ID se disminuye, en promedio, un 40%. Con $R=5$, el ID disminuye un 26% y con $R=7$ el ID disminuye un 17%. Entonces, se observa que a medida que el R de la estructura es mayor, el TMD se vuelve menos efectivo para reducir el daño estructural.
- El análisis de sensibilidad presentado en la sección 6.1 muestra que para un TMD sintonizado con la masa de la estructura, el mejor desempeño se da cuando la estructura se excita con una frecuencia igual a la frecuencia estructural. En el caso de un sismo es muy difícil predecirla y los sismos generalmente liberan su energía en diferentes periodos de vibración. Por lo tanto, el TMD sería particularmente beneficioso en estructuras que estén sometidas a frecuencias de excitación conocidas. Por ejemplo, en fábricas o plantas de producción, el efecto de las máquinas que vibran con una frecuencia constante puede ser atenuado con un TMD.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

- Dependiendo del sismo analizado, el TMD mejora la protección de los pisos intermedios o superiores. El sismo puede activar principalmente el modo fundamental de vibración o puede aumentar la participación de los modos superiores. Por lo tanto, se puede continuar esta investigación ubicando TMDs en los niveles intermedios de la estructura, los cuales contribuyan a atenuar la participación de los modos superiores en caso de que estos sean activados y, por lo tanto, a mejorar el desempeño estructural de los pisos intermedios del hospital.
- De acuerdo al Gráfico 17 (Curva de Capacidad) y a las derivas de piso presentadas en la sección 8.4, el hospital de Armenia no logra una operación continua. Con respecto a la Curva de Capacidad, la estructura con $R=7$ está de hecho muy cerca de sobrepasar el nivel de desempeño *ocupación inmediata*. Las derivas de piso se compararon con la Tabla 1 y ninguna estructura logra derivas menores al 0,2% que es el límite propuesto para garantizar operación continua. Solo en algunos sismos el TMD logra reducir las derivas para que sean menores al 0,5%, el valor máximo para lograr ocupación inmediata.
- El FEMA 41-13 determina un nivel de desempeño estructural en función de las rotaciones máximas de las rótulas plásticas en vigas y columnas, mientras que el VISION 2000 se basa en las derivas de piso para ubicar una estructura en un nivel de desempeño estructural determinado. En el caso de $R=7$ estos resultados no son correspondientes, ya que el Gráfico 17 muestra que la edificación está cerca de entrar al rango *protección de la vida* (LS), mientras que ninguna de las gráficas de la sección 8.4 se acerca al 1,5% de derivas de piso que el VISION 2000 propone como valor para un desempeño LS. ¿Cuáles deben ser realmente los parámetros que se deben verificar para lograr el desempeño estructural deseado?
- La sensibilidad de los resultados con el TMD frente al sismo que excita la estructura son una razón para realizar esfuerzos que conduzcan a conocer mejor cuáles son los factores del suelo que inciden en el sismo que llega a superficie. De esta manera se podría trabajar con acelerogramas (ya sea de bases de datos o generados sintéticamente) que contengan los efectos específicos del suelo sobre el cual se quiere fundar la estructura que será diseñada.
- A partir de los resultados obtenidos en esta investigación, no se puede concluir contundentemente que el TMD es una técnica de control de respuesta sísmica muy efectiva. El índice de daño, los desplazamientos de piso y las derivas de piso solo se reducen significativamente en algunos de los sismos trabajados, mientras que no se encontraron reducciones significativas en las aceleraciones de piso. Sin embargo, el caso de un hospital de 10 pisos con sistema estructural de pórticos en un caso muy particular. Se puede continuar investigando en el desempeño estructural de edificaciones más altas (20 o 30 pisos), las cuales están cada vez siendo más demandadas en las ciudades grandes e intermedias de Colombia. Otras posibles formas de extender esta investigación son trabajar en un sistema estructural de muros o trabajando con unas mayores cargas verticales, las cuales estén más acordes a los valores que normalmente se trabajan en las oficinas de diseño.

11 Bibliografía

- Amusing Planet. (Agosto de 2014). *Amusing Planet*. Obtenido de <http://www.amusingplanet.com/2014/08/the-728-ton-tuned-mass-damper-of-taipei.html>
- ASCE. (2014). *41-13 Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*. Reston, Virginia: ASCE Standard.
- ASCE. (2017). *7-16 Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures*. Reston, Virginia: ASCE Standard.
- Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. (2010). *Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10*. Bogotá.
- ATC. (1996). *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings (ATC-40)*. Redwood City, California.
- Chopra, A. K. (2016). *Dynamics of Structures* (5ta edición ed.). Pearson.
- Den Hartog, J. P. (1934). *Mechanical Vibrations*. Nueva York: Dover Publications Inc.
- FEMA. (2012). *FEMA P-58-1 Seismic Performance Assessment of Buildings*. Washington, DC.
- Ghobarah, A. (2001). *Performance-based design in earthquake engineering: state of development*. McMaster University, Department of Civil Engineering, Hamilton.
- Ghobarah, A. (2004). *On drift limits associated with different damage levels*. McMaster University, Department of Civil Engineering, Hamilton.
- Ghobarah, A. (2004). *On drift limits associated with different damage levels*.
- Lukkunaprasit, P., & Wanitkorkul, A. (2001). Inelastic buildings with tuned mass dampers under moderate ground motions from distant earthquakes . *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*.
- Matta, E. (2015). Seismic effectiveness of tuned mass dampers in a life-cycle cost perspective. *Earthquake and Structures*.
- Moehle, J. (2014). *Seismic Design of Reinforced Concrete Buildings*. McGraw-Hill Education.
- OES; SEAOC. (1995). *Vision 2000: Performance Based Seismic Engineering of Buildings*. Sacramento.
- Oviedo Amézquita, J. A., & Duque Uribe, M. D. (Diciembre de 2006). *Revista EIA*(6), 105-120.

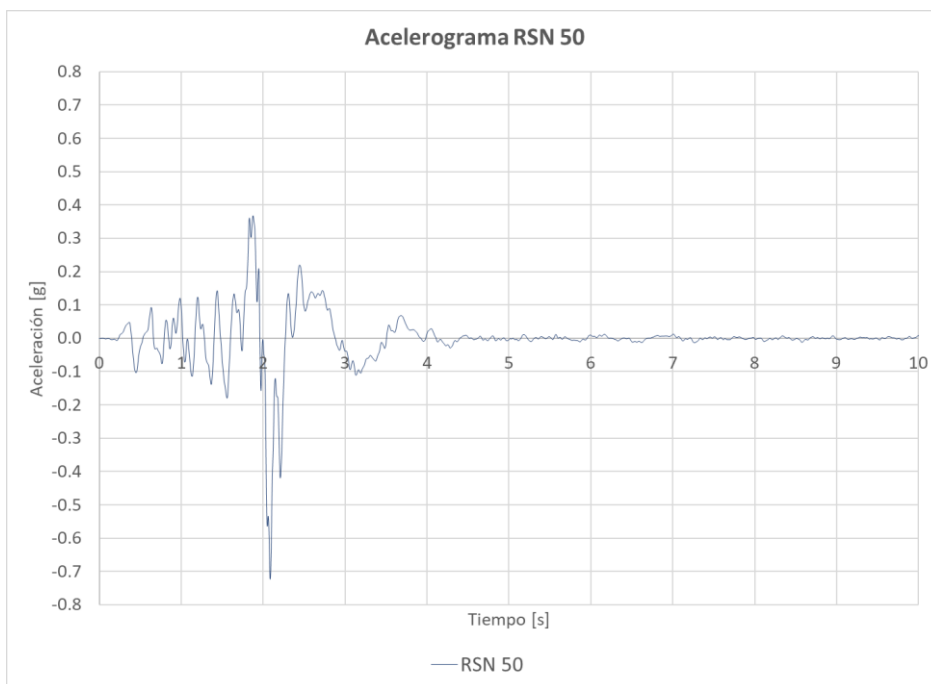
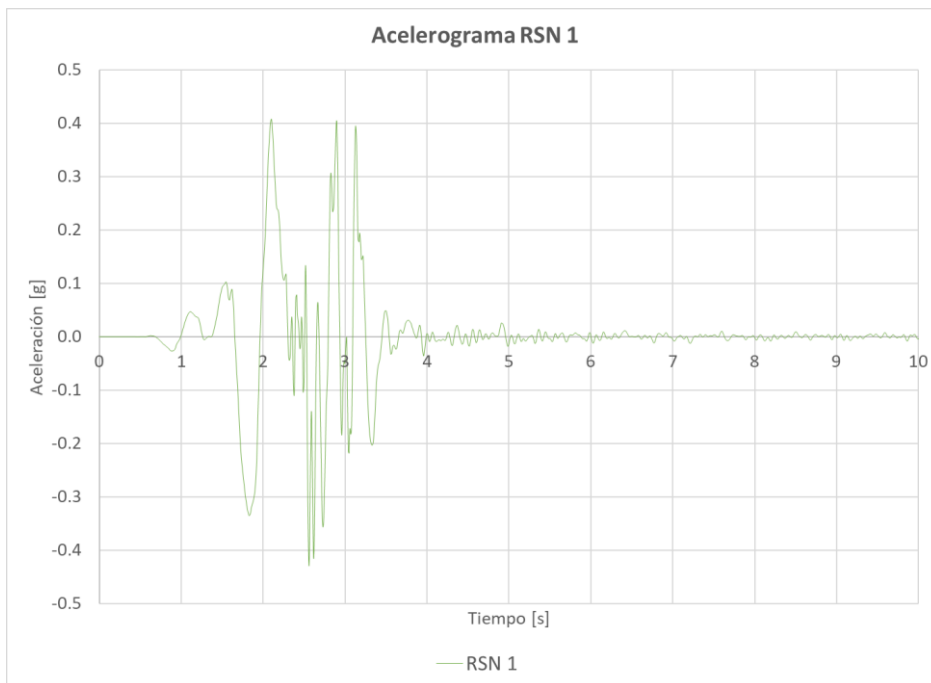
La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

- Oviedo Amézquita, J. A., & Duque Uribe, M. D. (Diciembre de 2009). Situación de las técnicas de control de respuesta sísmica en Colombia. (E. d. Antioquia, Ed.) *Revista EIA*(12), 113-124.
- Park, Y., Ang, A.-S., & Wen, Y. (1984). *Seismic Damage Analysis and Damage-Limiting Design of R.C. Buildings*. University of Illinois, Division of Civil & Environmental Engineering, Urbana.
- PEER. (2014). *NGA-West2*. Obtenido de Ground Motion Database.
- Pinkaew, T., Lukkunaprasit, P., & Chatupote, P. (2003). Seismic effectiveness of tuned mass dampers for damage reduction of structures. (Elsevier, Ed.) *Engineering Structures*(25), 39-46.
- Practical Engineering. (2016). ¿Qué es un amortiguador de masa sintonizado? *Video*.
- Priestley, M. J., Calvi, G. M., & Kowalsky, M. J. (2007). *Displacement-Based Seismic Design of Structures*. Pavia, Italia: IUSS Press.
- Red sismológica Nacional de Colombia. (1993). *Acerca de la RSNC*. Recuperado el 29 de Julio de 2016, de <http://seisan.sgc.gov.co/RSNC/index.php/joomla-overview/red-sismologica-nacional-de-colombia>
- Sarria, A., García, L. E., & González Pinzón, A. L. (Junio de 2014). La historia no contada del primer código de construcción en Colombia – 30 años. *Revista de Ingeniería*(40), 82-84.
- Scott, B., Park, R., & Priestley, M. (1982). Stress-strain behavior of concrete confined by overlapping hoops at low and high strain rates. *American Concrete Institute*.
- Seismosoft Ltd. (2016). *SeismoMatch*. Pavia, Italia.
- Sgobba, S., & Marano, G. C. (2010). Optimum design of linear tuned mass dampers for structures with nonlinear behaviour. (Elsevier, Ed.) *Mechanical Systems and Signal Processing*(24), 1739-1755.
- Takeda, T., Sozen, M. A., & Nielsen, N. N. (1970). Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes. *ASCE Journal of the Structural Division*.
- Tuan, A. Y., & Shang, G. Q. (2014). Vibration Control in a 101-Storey Building Using a Tuned Mass Damper. *Journal of Applied Science and Engineering*, 17(2), 141-156.
- U.S. Geological Survey. (17 de Abril de 2016). *Earthquake Glossary - Ring of Fire*. Recuperado el 1 de Agosto de 2016, de Earthquake Hazards Program: <http://earthquake.usgs.gov/learn/glossary/?term=Ring%20of%20Fire>

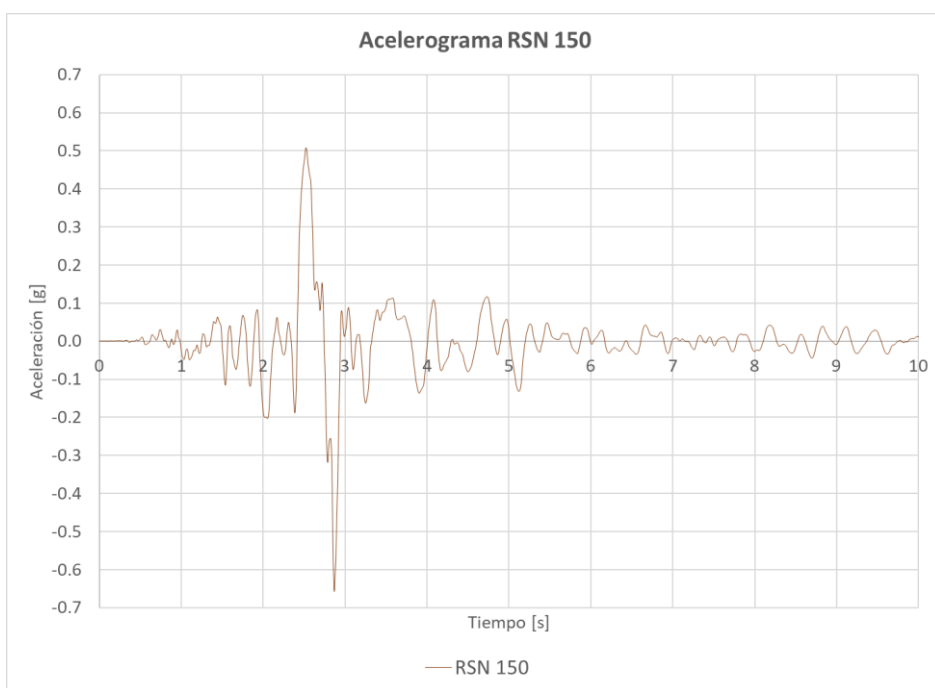
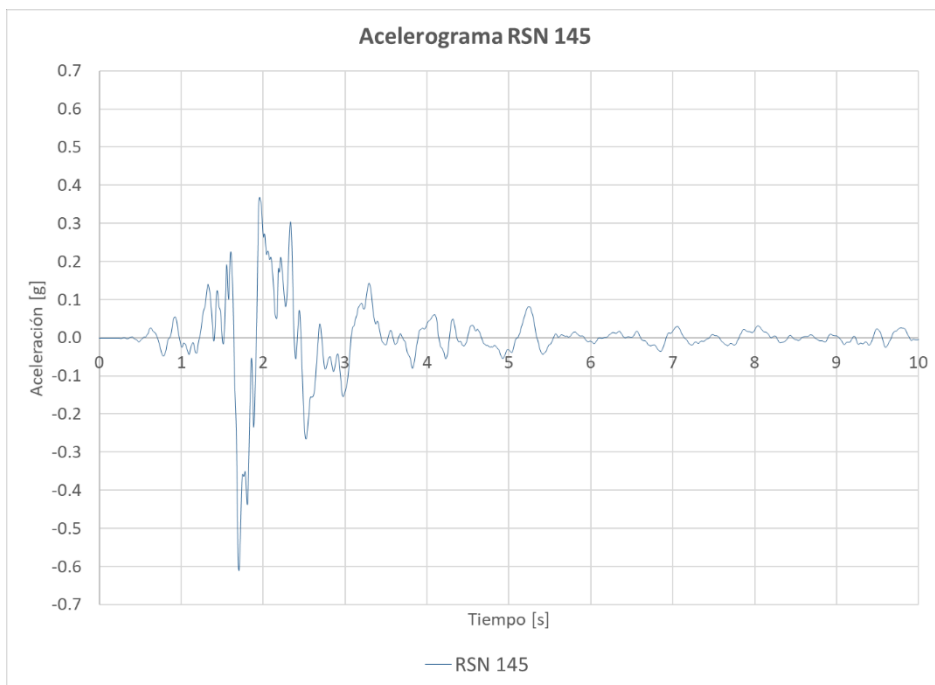
- Warburton, G. B. (1982). Optimum Absorber Parameters for Various Combinations of Response and Excitation Parameters. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 10, 381-401.
- Wong, K. K. (2008). Seismic Energy Dissipation of Inelastic Structures with Tuned Mass Dampers. *Journal of Engineering Mechanics*.

12 Anexo 1 – Acelerogramas

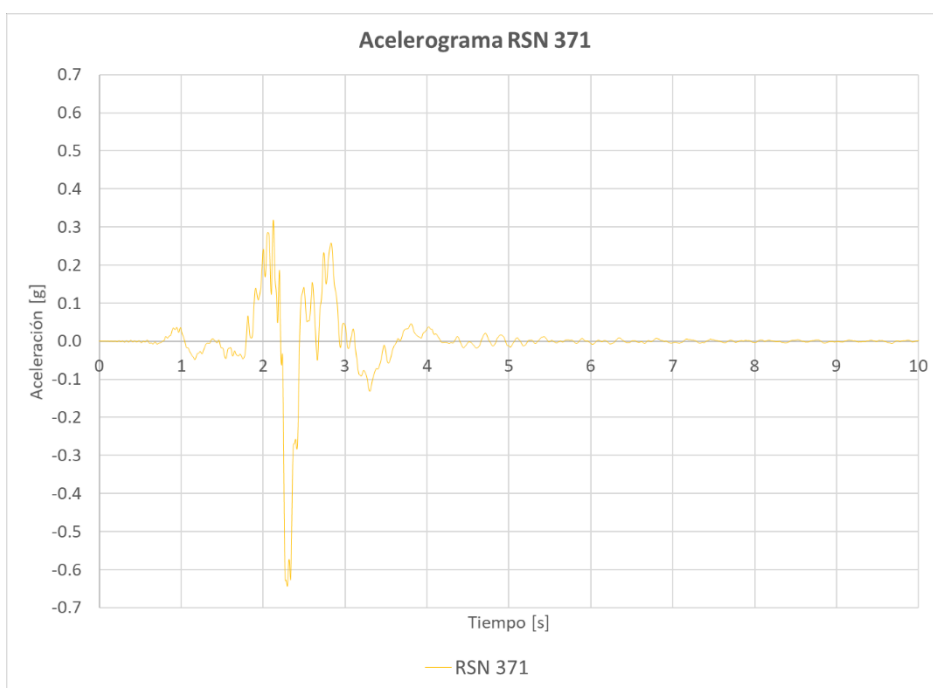
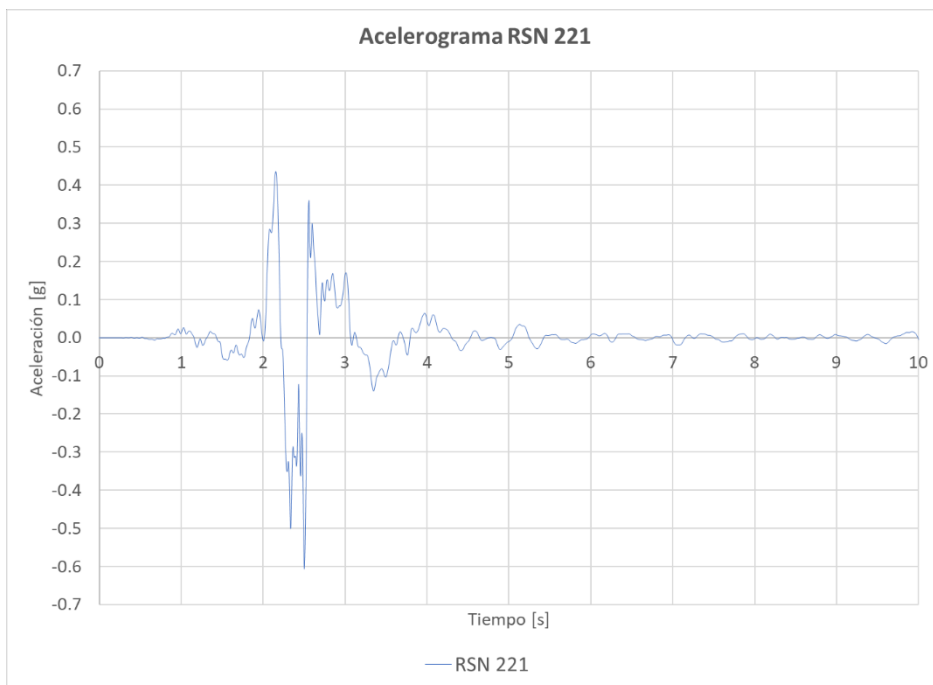
Como anexo, se presentan los acelerogramas utilizados para los análisis tiempo-historia.



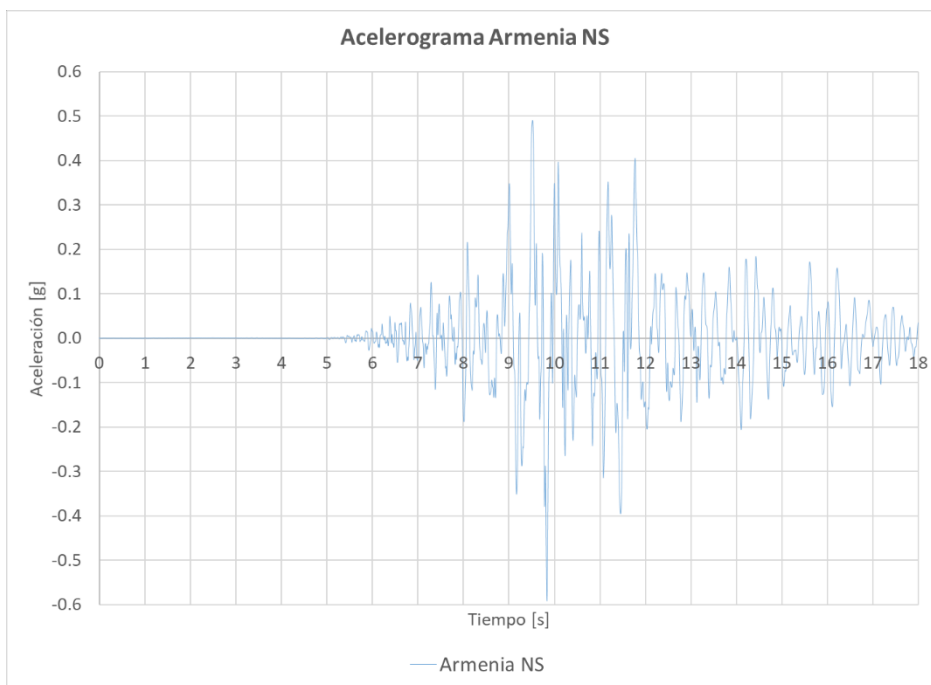
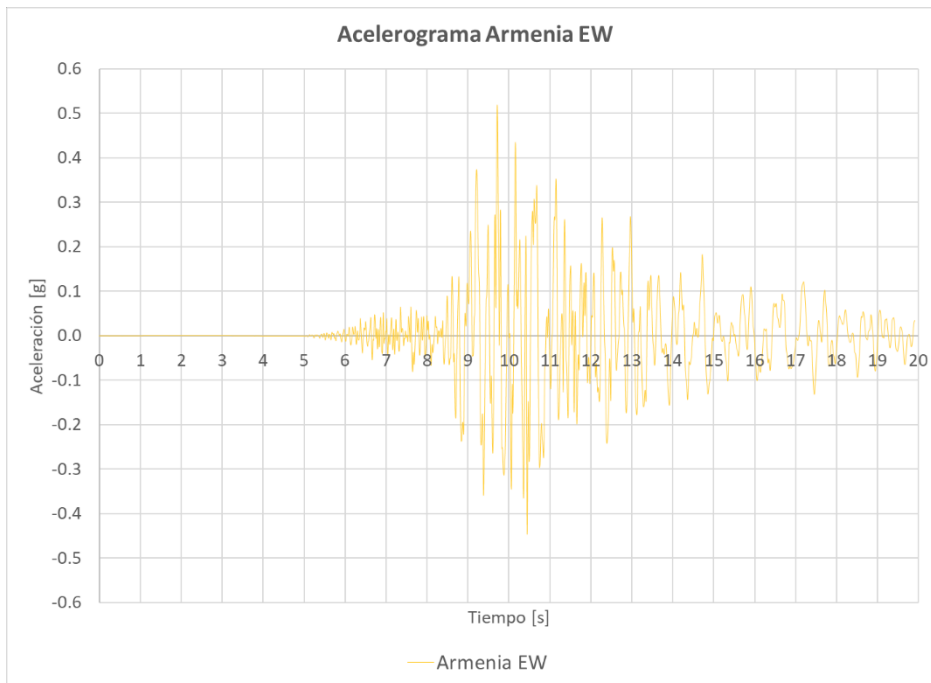
La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.



La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.



La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.



La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.